



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

ESTUDO DE VIABILIDADE DE UMA VIGA PRÉ-MOLDADA DE PONTE
FERROVIÁRIA DE 40 METROS DE VÃO PARA TRELIÇAS LANÇADORAS COM
CAPACIDADE DE 1600 KN

Rodrigo Ruas Bastos

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de
Engenharia Civil da Escola Politécnica,
Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte
dos requisitos necessários à obtenção do título de
Engenheiro.

Orientador:

Fernando Celso Uchôa Cavalcanti

Rio de Janeiro – RJ - Brasil

Agosto de 2012



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
ESCOLA POLITÉCNICA
Curso de Engenharia Civil
Departamento de Estruturas



**ESTUDO DE VIABILIDADE DE UMA VIGA PRÉ-MOLDADA DE PONTE
FERROVIÁRIA DE 40 METROS DE VÃO PARA TRELIÇAS LANÇADORAS COM
CAPACIDADE DE 1600 KN**

Rodrigo Ruas Bastos

PROJETO DE GRADUAÇÃO APRESENTADO AO CORPO DOCENTE DO
DEPARTAMENTO DE MECÂNICA APLICADA E ESTRUTURAS DA ESCOLA
POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO, COMO
REQUISITO PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Fernando Celso Uchôa Cavalcanti
Prof. Adjunto, M.Sc., EP/UFRJ
(Orientador)

Benjamin Ernani Diaz
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ
(Co-Orientador)

Francisco José Costa Reis
Prof. Assistente, M.Sc., EP/UFRJ

Rio de Janeiro – RJ - Brasil
Setembro de 2012

Bastos, Rodrigo Ruas

Estudo de viabilidade de uma viga pré-moldada de ponte ferroviária com 40 metros de vão para treliças lançadoras com capacidade de carga de 1600 kN

/ Rodrigo Ruas Bastos – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2012.

VIII, 108 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Fernando Celso Uchôa Cavalcanti.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2012.

Referencias Bibliográficas: p. 109.

1. Viga pré-moldada. 2. Vão de ponte ferroviária. 3. Concreto protendido.

Aos meus pais e à minha irmã

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/UFRJ como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Rodrigo Ruas Bastos

Agosto /2012

Orientador: Fernando Celso Uchôa Cavalcanti.

Curso: Engenharia Civil

Desde os anos 80, os projetos de pontes ferroviárias com vigas protendidas pré-moldadas têm seus vãos limitados em valores próximos de 30 metros. Em 2011, BARREIRA [2] mostrou que, com os aumentos obtidos na resistência dos materiais concreto e aço ocorridos com o tempo, vãos de 36 metros são possíveis, com o peso próprio da viga continuando a não ultrapassar a capacidade das treliças lançadoras do mercado brasileiro, que é de 1200 kN.

Sabe-se, no entanto, que já foram desenvolvidas, em âmbito mundial, novas treliças com capacidade de 1600 kN. Este projeto de graduação tem como objetivo estudar o aumento no vão de pontes ferroviárias, limitando-se o peso próprio de cada viga em 1600 kN e utilizando-se os avanços no aumento da resistência do concreto e do aço de protensão. Aqui, analisaremos a possibilidade de pontes com 40 metros de vão. Essa alternativa pode contribuir para a redução do custo de construção de pontes ferroviárias no País.

Utilizando o trem tipo TB-360, da NBR 7189, foram examinadas duas alternativas com relações altura/vão de 1/12 e 1/11. Para essas soluções, foram desenvolvidos modelos computacionais para obtenção dos esforços solicitantes. A partir destes resultados, foi feito o posicionamento dos cabos, o dimensionamento e a verificação às tensões na estrutura. Ao final, foi analisada uma situação em que a ponte encontra-se em um trecho de curva da ferrovia.

Palavras-chave: Viga Pré-moldada, Vão de ponte ferroviária, Concreto protendido.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for degree of Engineer.

Rodrigo Ruas Bastos

August/2012

Advisor: Fernando Celso Uchôa Cavalcanti.

Course: Civil Engineering

Since the 80s, the spans of railway bridges with precast beams have been limited by 30 meters. According to BARREIRA [2], with develop of steel and concrete in the past years, it is possible to increase the span up to 36 meters, with the span limited by the capacity of the Beam Launcher currently used in Brazil: 1200 kN.

However, new launchers have been developed worldwide and its capacity has been increased to 1600 kN. This graduation project studies the increase of precast bridges' spans up to 40 meters with beams' weight limited to 1600 kN and using high resistance materials. This study can reduce the cost of railway bridges in Brazil.

In this project, the Brazilian train-type TB-360 from NBR7189 has been used. There were made two alternatives of height/span ratio: 1/11 and 1/12. These bridges were modeled on finite element software, where stresses were checked, the cables designed and the tensions verified. Additionally, it was studied a third alternative in which the bridge was on a curve path of the railway.

Key Words: Pre-cast beam, Railway bridge girder, Prestressed concrete

ÍNDICE

1.	Introdução.....	1
1.1	Generalidade.....	1
1.2	Materiais utilizados no projeto	1
1.3	Descrição da superestrutura.....	1
2.	Referências	2
2.1	Ferrovia do Aço.....	2
3.	Normas e materiais utilizados	3
3.1	Normas técnicas utilizadas	3
3.2.1	Concreto	3
3.2.2	Aço para armadura ativa.....	4
3.2.3	Aço para armadura passiva.....	5
4.	Estudo do Peso das Vigas.....	5
5.	Alternativa 1: Relação Altura/Vão = 1/12.....	7
5.1	Introdução.....	7
5.2	Desenhos	7
5.3	Modelo Computacional	8
5.3.1	Definição dos Materiais.....	10
5.3.1.1	Concreto das Vigas.....	10
5.3.1.2	Concreto da Laje	10
5.3.2	Definição das Propriedades Geométricas das Seções	11
5.3.2.1	Seção da Viga no Meio do Vão.....	12
5.3.2.2	Seção da Viga no Apoio	14
5.3.2.3	Seção das transversinas de apoio.....	16
5.3.2.4	Inércia à torção	17

5.3.2.5	Seção da Laje.....	21
5.3.3	Carregamentos Atuantes.....	22
5.3.3.1	Peso Próprio da Viga pré-moldada (g_1)	22
5.3.3.2	Peso Próprio da laje e transversinas (g_2).....	22
5.3.3.3	Lastro/Trilho/Dormente/Fixação (g_3)	22
5.3.3.4	Carga Móvel (q)	24
5.3.4	Esforços Solicitantes	24
5.3.4.1	Cargas Permanentes ($g_1+g_2+g_3$)	25
5.3.4.2	Carga Móvel (q)	29
5.4	Estimativa do número de cabos.....	30
5.5	Traçado dos Cabos	32
5.6	Cálculo das Perdas de Protensão	33
5.6.1	Perdas Imediatas.....	33
5.6.1.1	Perdas por atrito.....	33
5.6.2	Perdas Progressivas	34
5.6.2.1	Retração do Concreto	34
5.6.2.2	Fluência do Concreto.....	35
5.6.2.3	Relaxação Pura do Aço de Protensão.....	37
5.6.2.4	Alongamento dos Cabos.....	38
5.6.2.5	Perdas Totais de Protensão.....	41
5.7	Verificação do ELU à flexão.....	43
5.8	Dimensionamento ao Cisalhamento no ELU	46
5.9	Verificação de Tensões	51
5.9.1	Pré - Alongamento dos Cabos	59
6.	Alternativa 2: Relação Altura / Vão 1/11	61

6.1	Introdução.....	61
6.2	Desenhos	61
6.3	Modelo Computacional	63
6.3.1	Definição dos Materiais.....	63
6.3.2	Definição das Propriedades Geométricas das Seções	64
6.3.2.1	Seção da Viga no Meio do Vão.....	65
6.3.2.2	Seção da Viga no Apoio	67
6.3.2.3	Seção das Transversinas de Apoio	69
6.3.2.4	Inércia a torção	70
6.3.2.5	Seção da Laje.....	74
6.3.3	Carregamentos Atuantes.....	75
6.3.4	Esforços Solicitantes	75
6.3.4.1	Cargas Permanentes ($g_1+g_2+g_3$)	75
6.3.4.2	Carga Acidental (q)	80
6.4	Estimativa do número de cabos.....	80
6.5	Traçado dos Cabos	82
6.6	Cálculo das Perdas de Protensão	83
6.6.1	Perdas Imediatas.....	83
6.6.1.1	Perdas por atrito.....	83
6.6.2	Perdas Progressivas	84
6.6.2.1	Retração do Concreto	84
6.6.2.2	Fluência do Concreto.....	84
6.6.2.3	Relaxação Pura do Aço de Protensão.....	85
6.6.2.4	Perdas Totais de Protensão.....	85
6.7	Verificação do ELU à Flexão.....	87

6.8	Dimensionamento ao Cisalhamento no ELU	88
6.9	Verificação de Tensões	92
7.	Estudo de um Trem-Tipo em Trecho Curvo	102
7.1	Introdução.....	102
7.2	Modelo Computacional	102
7.2.1	Esforços Solicitantes	103
8.	Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros.....	105
	Bibliografia.....	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-	Ferrovia do Aço - geometria da viga.....	2
Figura 2 -	Treliças lançadeiras	6
Figura 3 -	Seção transversal no meio do Vão - alternativa 1/12.....	7
Figura 4-	Seção transversal no apoio – Alternativa 1/12	7
Figura 5 -	Elevação e planta - Alternativa 1/12	8
Figura 6 -	Vista 3D do modelo– Alternativa 1/12	9
Figura 7 –	Vista no plano XY do modelo – Alternativa 1/12.....	9
Figura 8–	SAP2000 – Concreto das vigas - Alternativa 1/12.....	10
Figura 9–	SAP2000 – Concreto da laje- Alternativa 1/12.....	10
Figura 10 –	SAP2000 – Seção da viga protendida no vão – parte 1 – Alternativa 1/12 ...	18
Figura 11 –	SAP2000 – Seção da viga protendida no vão – Parte 2 – Alternativa 1/12...	19
Figura 12 –	SAP2000 – Seção da viga protendida no apoio– parte 1 – Alternativa 1/12.	19
Figura 13 –	SAP2000 – Seção da viga protendida no apoio– Parte 2 – Alternativa 1/12	20
Figura 14 –	SAP2000 – Transversina de apoio – Alternativa 1/12	20
Figura 15 –	SAP2000 – Laje central– Alternativa 1/12.....	21
Figura 16 –	SAP2000 – Laje dos balanços– Alternativa 1/12.....	21
Figura 17 –	SAP2000 – Carregamento g1 – Alternativa 1/12.....	22
Figura 18 –	Cargas do lastro/trilhos/dormentes/fixação – Alternativa 1/12	23
Figura 19 –	Trem-tipo – Alternativa 1 /12	24
Figura 20–	Carga g1 – momento fletor – parte 1 – Alternativa 1/12.....	25

Figura 21 – Carga g1 – momento fletor - parte 2 - Alternativa 1/12	25
Figura 22 – Carga g1 – esforço cortante – parte 1 – Alternativa 1/12.....	25
Figura 23 – Carga g1 – esforço cortante – parte 2 – Alternativa 1/12.....	26
Figura 24 – Carga g2 – momento fletor – parte 1 – Alternativa 1/12.....	26
Figura 25 – Carga g2 – momento fletor – parte 2 – Alternativa 1/12.....	26
Figura 26 – Carga g2 – esforço cortante – parte 1 – Alternativa 1/12.....	27
Figura 27 – Carga g2 – esforço cortante – parte 2 – Alternativa 1/12.....	27
Figura 28 – Carga g3 – momento fletor – parte 1 – Alternativa 1/12.....	27
Figura 29 – Carga g3 – momento fletor – parte 2 – Alternativa 1/12.....	28
Figura 30 – Carga g3 – esforço cortante – parte 1 – Alternativa 1/12.....	28
Figura 31 – Carga g3 – esforço cortante – parte 2 – Alternativa 1/12.....	28
Figura 32 – Trem tipo SAP2000 – Alternativa 1/12	29
Figura 33 – Coeficiente de impacto – Alternativa 1/12	30
Figura 34 – Cablagem – Alternativa 1/12.....	32
Figura 35 – Gráfico - Tensão ao longo do vão - cabo 4 - Alternativa 1/11	39
Figura 36 – Gráfico - Tensão ao longo do vão - cabo 4 - Alternativa 1/11	39
Figura 37 – Gráfico - Tensão ao longo do vão - cabo 2 - Alternativa 1/11	40
Figura 38 – Gráfico - Tensão ao longo do vão - cabo 1 - Alternativa 1/11	41
Figura 39 - Diagrama de Tensões na Seção - Alternativa 1/12.....	59
Figura 40 – Gráfico - Tensão x deformação - Alternativa 1/12.....	60
Figura 41 – Seção Transversal no meio do vão – Alternativa 1/11	61
Figura 42 – Seção Transversal no Apoio – Alternativa 1/11	62
Figura 43- Elevação e planta - Alternativa 1/11	62
Figura 44 – Vista 3D do modelo– Alternativa 1/11	63
Figura 45 – Vista superior do modelo – Alternativa 1/11	63
Figura 46 – SAP2000 – Seção da viga protendida no vão – parte 1 – Alternativa 1/11 ...	71
Figura 47 – SAP2000 – Seção da viga protendida no vão – parte 2 – Alternativa 1/11 ...	72
Figura 48 – SAP2000 – Seção da viga protendida no apoio– parte 1 – Alternativa 1/11.	72
Figura 49 – SAP2000 – Seção da viga protendida no apoio– parte 2 – Alternativa 1/11.	73
Figura 50 – SAP2000 – Transversina de apoio – Alternativa 1/11	73
Figura 51 – SAP2000 – Laje central– Alternativa 1/11.....	74
Figura 52 – SAP2000 – Laje dos balanços– Alternativa 1/11	74
Figura 53– Carga g1 – momento fletor – parte 1 – Alternativa 1/11.....	75
Figura 54 – Carga g1 – momento fletor – parte 2 - Alternativa 1/11	75

Figura 55 – Carga g1 – esforço cortante – parte 1 – Alternativa 1/11.....	76
Figura 56 – Carga g1 – esforço cortante – parte 2 – Alternativa 1/11.....	76
Figura 57 – Carga g2 – momento fletor – parte 1 – Alternativa 1/11.....	76
Figura 58 – Carga g2 – esforço cortante – parte 1 – Alternativa 1/11.....	77
Figura 59 – Carga g2 – esforço cortante – parte 2 – Alternativa 1/11.....	78
Figura 60 – Carga g3 – momento fletor – parte 1 – Alternativa 1/11.....	78
Figura 61 – Carga g3 – esforço cortante – parte 1 – Alternativa 1/11.....	79
Figura 62 – Carga g3 – esforço cortante – parte 2 – Alternativa 1/11.....	80
Figura 63 – Resumo dos esforços nas seções – Alternativa 1/11	81
Figura 64 – Pré- Dimensionamento ao ELU no meio do vão – Alternativa 1/11.....	81
Figura 65 – Cablagem – Alternativa 1/11.....	82
Figura 66- Vista superior do modelo - Trilho curvo	102
Figura 67 - Comparação cortante máximo – viga interna.....	104
Figura 68 - Comparação cortante máximo – viga externa	104
Figura 69 - Comparação momento máximo – viga interna.....	104
Figura 70 - Comparação momento máximo – viga externa.....	105

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1- Propriedades da VP no meio do vão - Alternativa 1/12.....	12
Tabela2 – Propriedades da VC no meio do vão – Alternativa 1/12	13
Tabela3 – Propriedades da VP no apoio – Alternativa 1/12.....	14
Tabela 4 – Propriedades da VC no apoio – Alternativa 1/12	15
Tabela 5 – Propriedades da transversina no apoio – Alternativa 1/12.....	16
Tabela 6 – Inércia à torção das seções – Alternativa 1/12	17
Tabela 7 – Resumo das propriedades das seções – Alternativa 1/12	18
Tabela 8– Resumo dos esforços nas seções – Alternativa 1/12	31
Tabela 9 – Pré- dimensionamento ao ELU no meio do vão – Alternativa 1/12	31
Tabela 10 – Perdas por atrito – parte 1 - Alternativa 1/12.....	33
Tabela 11 – Perdas por atrito – parte 2 - Alternativa 1/12.....	34
Tabela 12 – Deformação por retração do concreto – Alternativa 1/12.....	35
Tabela 13 – Deformação por fluência do concreto – Alternativa 1/12	37
Tabela 14 – Intensidade de relaxação do aço de protensão – Alternativa 1/12	38
Tabela 15- Variação de tensão - cabo 4 - Alternativa 1/11	38

Tabela 16 - Variação de tensão - cabo 3 - Alternativa 1/11	39
Tabela 17 - Variação de tensão - cabo 3 - Alternativa 1/11	40
Tabela 18 - Variação de tensão - cabo 1 - Alternativa 1/11	40
Tabela 19 - Alongamento - Alternativa 1/11	41
Tabela 20 – Perdas totais de protensão – Alternativa 1/12.....	42
Tabela 21 – Verificação do ELU à flexão - parte 1 – Alternativa 1/12	43
Tabela 22 – Verificação do ELU à flexão – parte 2– Alternativa 1/12	44
Tabela 23 – Verificação do ELU à flexão - parte 3 – Alternativa 1/12	45
Tabela 24 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU - parte 1 – Alternativa 1/12	47
Tabela 25 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU - parte 2 – Alternativa 1/12	48
Tabela 26 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU- parte 3 – Alternativa 1/12	49
Tabela 27 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU - parte 4 – Alternativa 1/12	50
Tabela 28 – Verificação de tensões na seção 2 - parte 1 – Alternativa 1/12	52
Tabela 29 – Verificação de tensões na seção 2 - parte 2 – Alternativa 1/12	53
Tabela 30 – Verificação de tensões na seção 3 - parte 1 – Alternativa 1/12	54
Tabela 31 – Verificação de tensões na seção 3 - parte 2 – Alternativa 1/12	55
Tabela 32 – Verificação de tensões na seção 4 - parte 1 – Alternativa 1/12	56
Tabela 33 – Verificação de tensões na seção 4 - parte 2 – Alternativa 1/12	57
Tabela 34 – Verificação de tensões na seção 5 - parte 1 – Alternativa 1/12	58
Tabela 35 – Verificação de tensões na seção 5 - parte 2 – Alternativa 1/12	59
Tabela 36 – Verificação de tensões na seção 6 - parte 1 – Alternativa 1/12	60
Tabela 37 – Verificação de tensões na seção 6 - parte 2 – Alternativa 1/12	61
Tabela 38 – Propriedades da VP no meio do vão – Alternativa 1/11.....	65
Tabela 39 – Propriedades da VC no meio do vão – Alternativa 1/11	66
Tabela 40 – Propriedades da VP no apoio – Alternativa 1/11.....	67
Tabela 41 – Propriedades da VC no apoio – Alternativa 1/11	68
Tabela 42 – Propriedades da transversina no apoio – Alternativa 1/11.....	69
Tabela 43 – Inércia a torção das seções – Alternativa 1/11	70
Tabela 44 – Resumo das propriedades das seções – Alternativa 1/11	71
Tabela 45 – Perdas por atrito – parte 1 - Alternativa 1/11.....	83
Tabela 46 – Perdas por atrito – parte 2 - Alternativa 1/11.....	83
Tabela 47 – Deformação por retração do concreto – Alternativa 1/11.....	84
Tabela 48 – Deformação por fluência do concreto – Alternativa 1/11	84
Tabela 49 – Intensidade de relaxação do aço de protensão - Alternativa 1/11	85

Tabela 50 – Perdas Totais de protensão – Alternativa 1/11	86
Tabela 51 – Verificação do ELU a flexão - parte 1 – Alternativa 1/11	87
Tabela 52 – Verificação do ELU à flexão - parte 2 – Alternativa 1/11	88
Tabela 53 – Verificação do ELU à flexão - parte 3 – Alternativa 1/11	89
Tabela 54 - Dimensionamento ao cisalhamento no ELU – parte 1 – Alternativa 1/12	88
Tabela 55 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU - parte 2 – Alternativa 1/11	89
Tabela 56 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU - parte 3 – Alternativa 1/11	90
Tabela 57 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU - parte 4 – Alternativa 1/11	91
Tabela 58 – Verificação de tensões na seção 2 - parte 1 – Alternativa 1/11	92
Tabela 59 – Verificação de tensões na seção 2 - parte 2 – Alternativa 1/11	93
Tabela 60 – Verificação de tensões na seção 3 - parte 1 – Alternativa 1/11	94
Tabela 61 – Verificação de tensões na seção 3 - parte 2 – Alternativa 1/11	95
Tabela 62 – Verificação de tensões na seção 4 - parte 1 – Alternativa 1/11	96
Tabela 63 – Verificação de tensões na seção 4 - parte 2 – Alternativa 1/11	97
Tabela 64 – Verificação de tensões na seção 5 - parte 1 – Alternativa 1/11	98
Tabela 65 – Verificação de tensões na seção 5 - parte 2 – Alternativa 1/11	99
Tabela 66 – Verificação de tensões na seção 6 - parte 1 – Alternativa 1/11	100
Tabela 67 – Verificação de tensões na seção 6 - parte 2 – Alternativa 1/11	101
Tabela 68 - Resumo dos esforços –Trilho curvo	103

1. Introdução

1.1 Generalidade

Este projeto de graduação tem como objetivo estudar o aumento do vão atualmente utilizado em projetos de pontes ferroviárias com vigas pré-moldadas protendidas.

De acordo com BARREIRA [2], com o aumento da resistência dos materiais concreto e aço de protensão, é possível a construção de pontes com vãos de 36 metros, mantendo-se o peso próprio das vigas pré-moldadas abaixo de 1200 kN.

A limitação do vão é imposta pela fase construtiva, em função da capacidade das treliças de lançamento hoje disponíveis no mercado brasileiro. Devido ao elevado peso próprio das vigas, necessita-se de estruturas com capacidade de carga compatível para executar seu içamento e posterior posicionamento na construção. Atualmente, já existem, no entanto, em âmbito mundial, treliças lançadoras com capacidade de 1600 kN.

Este presente trabalho analisa duas soluções com concreto e armadura ativa de maior resistência com o objetivo de tornar possível a construção de uma ponte com 40 metros de vão.

1.2 Materiais utilizados no projeto

- Concreto $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$;
- Aço para armadura passiva: CA-50;
- Aço de protensão para armadura ativa: CP190 RB, com cordoalhas de 15.2mm.

1.3 Descrição da superestrutura

- 2 vigas pré-moldadas (VP) de alturas de alma diferentes, dependendo da alternativa;
- Distância entre os eixos das vigas: 2,10m;
- Largura do tabuleiro: 6,30m;
- Espessura da laje superior: 0,25m;
- Largura da mesa superior da VP: 0,90m;
- Largura do talão inferior: 0,90m;
- Vão longitudinal teórico: 40m;
- Largura da alma da VP: 0,26m;

- Espessura da alma da VP no apoio: 0,90m;
- Espessura da transversina de apoio: 0,30m;
- Bitola da ferrovia: 1,60 m

2. Referências

2.1 Ferrovia do Aço

O projeto de viga da Ferrovia do Aço [3] serviu de referência para o estudo da geometria da viga deste trabalho. Esse projeto possuía vãos da ordem de 31,25 metros e utilizou concreto com resistência característica à compressão de 26 MPa. A partir desta geometria inicial e respeitando o peso máximo de 1600 kN, a geometria da viga foi definida.

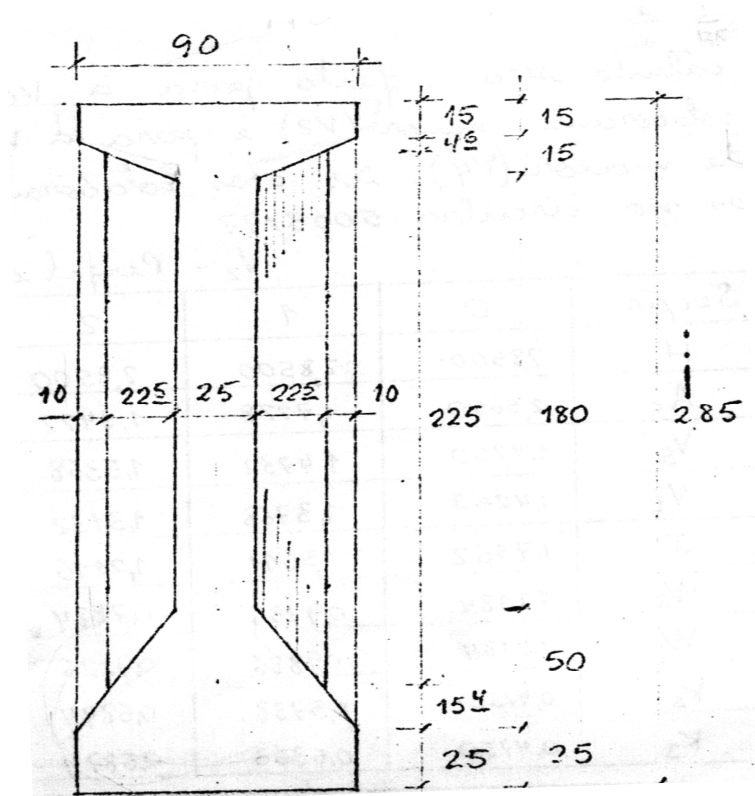


Figura 1- Ferrovia do Aço - geometria da viga

3. Normas e materiais utilizados

3.1 Normas técnicas utilizadas

As normas utilizadas encontram-se nas referências bibliográficas ao final deste documento.

3.2 Materiais utilizados

3.2.1 Concreto

Será utilizado um concreto com resistência característica à compressão $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$.

Segundo item 8.2.8 da NBR 6118 [8], os módulos de elasticidade inicial (E_{ci}) e secante (E_{cs}) são calculados de acordo com as expressões abaixo:

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}}$$

$$E_{cs} = 0,85E_{ci}$$

Sendo assim, tem-se para $f_{ck} = 40\text{MPa}$:

$$E_{ci} = 35.417,510 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 30.104,883 \text{ MPa}$$

Para as lajes, devido à sua fissuração, foi adotado um módulo de elasticidade igual a 70% do valor utilizado nas vigas.

$$E_{laje} = 21.073,418 \text{ MPa}$$

Outras propriedades físicas importantes do material, de acordo com o item 8.2 da NBR 6118 [8], são:

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{peso específico})$$

$\nu = 0,2$	(coeficiente de Poisson)
$G_c = 12,5 \text{ GPa}$	(módulo de elasticidade transversal)
$\alpha_c = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$	(coeficiente de dilatação térmica)

De acordo com a tabela 7.1 da NBR 6118 [8] e considerando classe CAA II de agressividade ambiental (tabela 6.4 da NBR 6118 [8]), o concreto protendido deve possuir no mínimo classe C30. Neste projeto está sendo utilizado C40, dentro das recomendações da norma.

De acordo com a tabela 7.2 da NBR 6118 [8], para concreto protendido com classe de agressividade ambiental CAA II, temos um cobrimento nominal de armadura passiva de 35mm.

Para controlar a fissuração, será utilizado concreto protendido nível 3 (protensão completa) que, segundo a tabela 13.3 da NBR 6118 [8], tem classe de agressividade ambiental CAA III e IV e sistema de pré-tração. No entanto, o item 13.4.2, desta mesma norma, estabelece que essas recomendações podem ser alteradas de acordo com cada projeto. Assim, será utilizado o sistema de pós-tração com cobrimento nominal de armadura passiva de 35mm. Ainda de acordo com a NBR6118 [8], nota 2 da tabela 13.3, as cordoalhas necessitarão de proteção especial na região das ancoragens.

3.2.2 Aço para armadura ativa

Será utilizado o aço CP190-RB. Para este aço, segundo tabela 1 da NBR 7483 [12], devem ser adotadas as seguintes propriedades mecânicas:

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$$

$$f_{pyk} = 0,90 \cdot f_{ptk} = 0,90 \cdot 1900 = 1710 \text{ MPa}$$

$$E_s = 195 \text{ GPa}$$

De acordo com o item 9.6.1.2.1 da NBR 6118 [7], a tensão máxima na armadura após a protensão deve ser:

$$\sigma_{pi} = \min \begin{cases} 0,74 \cdot f_{ptk} \\ 0,82 \cdot f_{pyk} \end{cases}$$

$$\sigma_{pi} = \min \begin{cases} 0,74 \cdot 1900 = 1406 \text{ MPa} \\ 0,82 \cdot 1710 = 1402,2 \text{ MPa} \end{cases} = 1402,2 \text{ MPa}$$

Outras propriedades físicas importantes do material, segundo o item 8.4 da NBR 6118 [8], são:

$\nu = 0,3$	(coeficiente de Poisson)
$G_c = 0,385E_s = 75\text{GPa}$	(módulo de elasticidade transversal)
$\alpha_c = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$	(coeficiente de dilatação térmica)
$\gamma_c = 78,5 \text{ kN/m}^3$	(peso específico)

3.2.3 Aço para armadura passiva

Será utilizado o aço CA-50, que possui as seguintes propriedades, de acordo com a tabela 2 da NBR 7480 [11] e com o item 8.3 da NBR6118 [7]:

$f_{ys} = 500\text{MPa}$	(resistência ao escoamento – CA50)
$E_s = 210\text{GPa}$	(módulo de elasticidade)
$\nu = 0,3$	(coeficiente de Poisson)
$G_c = 0,385E_s = 80,77\text{GPa}$	(módulo de elasticidade transversal)
$\alpha_c = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$	(coeficiente de dilatação térmica)
$\gamma_c = 78,5 \text{ kN/m}^3$	(peso específico)

4. Estudo do Peso das Vigas

Conforme explicado no item 1.1, o projeto de pontes com vigas pré-moldadas possui uma limitação construtiva: o peso das vigas. De acordo com Ernani Diaz, B., estão sendo trazidas ao mercado treliças lançadeiras com 1600 kN de capacidade. A figura abaixo mostra o funcionamento da treliça comercial SICET no içamento e posicionamento das vigas pré-moldadas.

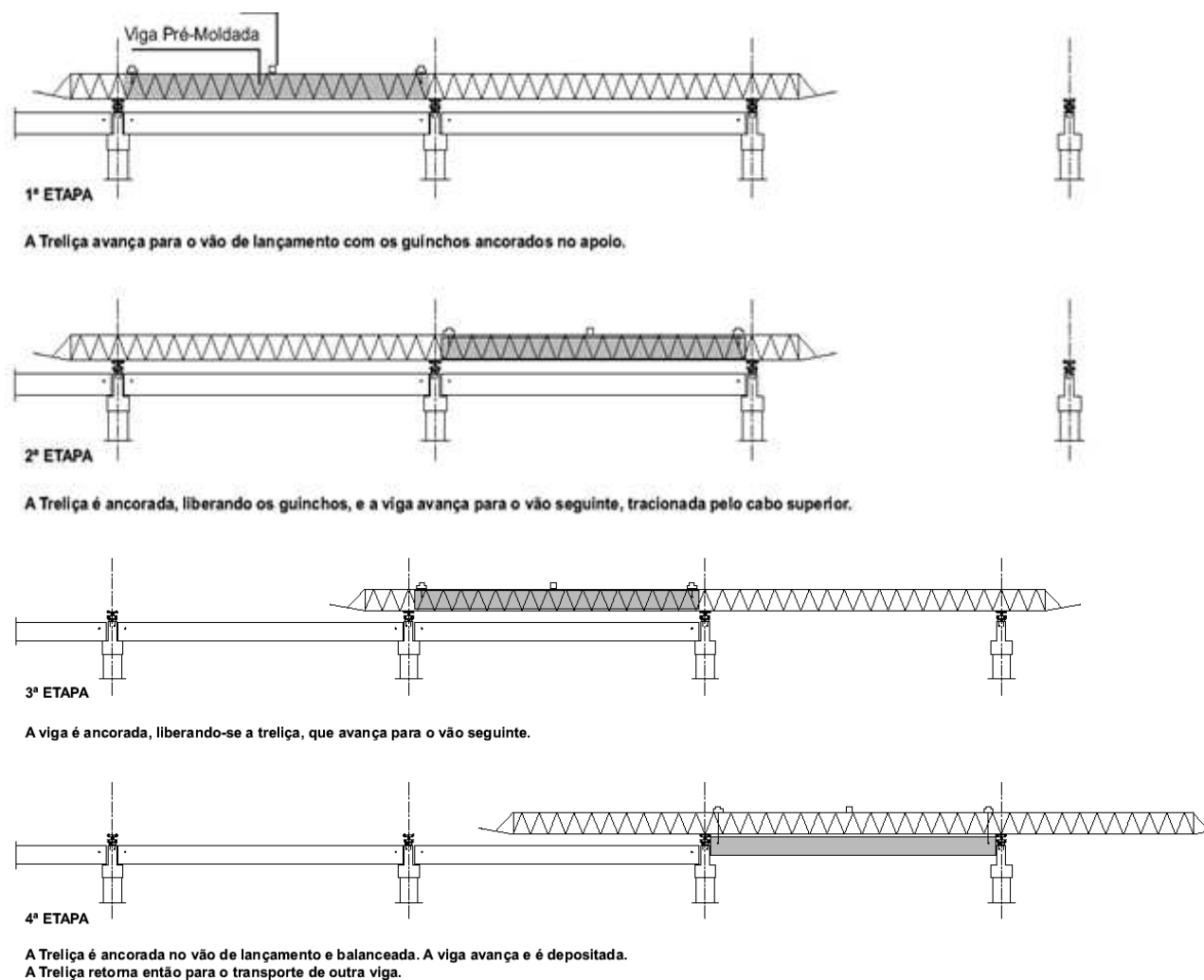


Figura 2 - Trelizas lançadeiras

A partir desta capacidade de carga, a geometria da viga pré-moldada foi estudada de forma a não ultrapassar este limite. Foram analisadas duas relações altura/vão da viga:

- Relação 1/12 – Peso da Viga Pré-moldada = 1519 kN
- Relação 1/11 – Peso da Viga Pré-moldada = 1627 kN.

O peso da viga na relação 1/11, embora tenha ultrapassado em 27 kN a capacidade máxima teórica da treliza, foi considerado aceitável.

5. Alternativa 1: Relação Altura/Vão = 1/12

5.1 Introdução

Para a definição de geometria da viga, foi utilizada a relação entre vão da ponte/altura da viga, com a altura da laje, de 1/12.

$$\text{Vão teórico} = 38,2 \text{ m}$$

$$\text{Altura da viga} = 38,2/12 = 3,18 \text{ m}$$

Considerando uma laje de 25 cm, a altura da viga pré-moldada deve ser de 2,93 m.

5.2 Desenhos

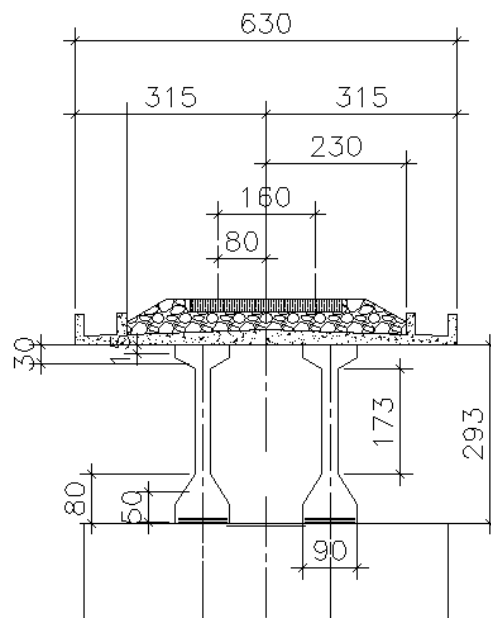


Figura 3 - Seção transversal no meio do Vão - alternativa 1/12

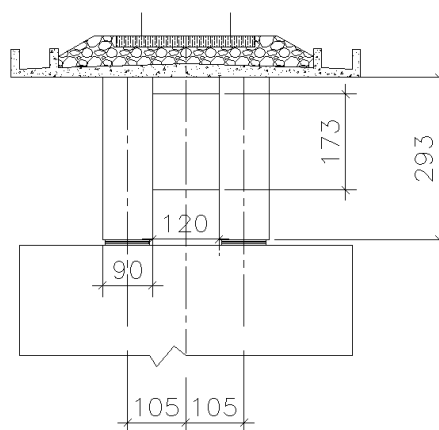


Figura 4- Seção transversal no apoio – Alternativa 1/12

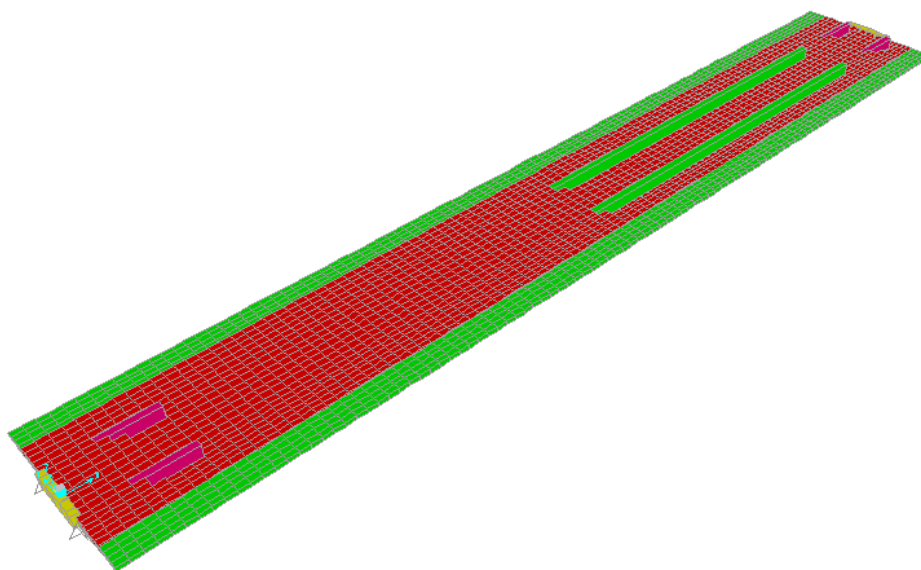


Figura 6 - Vista 3D do modelo– Alternativa 1/12

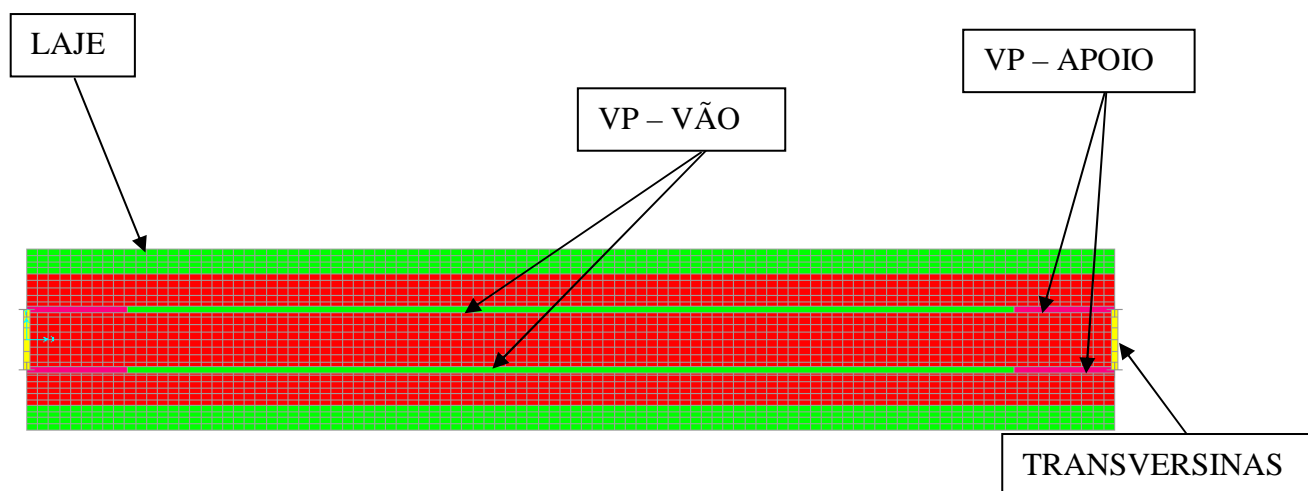


Figura 7 – Vista no plano XY do modelo – Alternativa 1/12

5.3.1 Definição dos Materiais

5.3.1.1 Concreto das Vigas

The dialog box 'Material Property Data' is shown for concrete beams. It contains the following fields and values:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: C40
 - Material Type: Concrete
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 25
 - Mass per Unit Volume: 2.5493
 - Units: KN, m, C
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 30104883
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 - Shear Modulus, G: 12543701
- Other Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 40000
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty)
- ☐ Switch To Advanced Property Display
- Buttons: OK, Cancel

Figura 8– SAP2000 – Concreto das vigas - Alternativa 1/12

5.3.1.2 Concreto da Laje

The dialog box 'Material Property Data' is shown for concrete slab. It contains the following fields and values:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: C.LAJE
 - Material Type: Concrete
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 25
 - Mass per Unit Volume: 2.5493
 - Units: KN, m, C
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 21073418
 - Poisson's Ratio, U: 0.2
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05
 - Shear Modulus, G: 8780591
- Other Properties for Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 40000
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduction Factor: (empty)
- ☐ Switch To Advanced Property Display
- Buttons: OK, Cancel

Figura 9– SAP2000 – Concreto da laje- Alternativa 1/12

5.3.2 Definição das Propriedades Geométricas das Seções

Para o cálculo das propriedades geométricas das seções, foram utilizadas planilhas desenvolvidas e disponibilizadas por Ernani Diaz, B..

O cálculo da propriedade de inércia à torção foi desenvolvido de acordo com o livro Resistência dos Materiais de Raymond J. Roark (pág.194) [6], onde também foi utilizada uma planilha desenvolvida e disponibilizada por Ernani Diaz, B. De acordo com o item 17.5.2.2 da NBR 6118 [8], esta inércia deve ser multiplicada pelo fator 0,15 para considerar os efeitos de fissuração.

As áreas de cisalhamento foram calculadas de acordo com o livro Resistência dos Materiais de Timoshenko (pág. 413) [7]:

$$A_c = \frac{b \times h}{(12 + 11 \times v) \times (10 \times (1 + v))}$$

Como $v=0,2$, tem-se:

$$A_c = 0,845 \times b \times h$$

E para seções com flanges:

$$A_c = h \times b_w$$

Longarina Usual

$$A_c = 0,30 \times 3,18 = 0,954 \text{ m}^2$$

Longarina no apoio

$$A_c = 0,845 \times 0,90 \times 3,18 = 2,419 \text{ m}^2$$

Transversina de apoio

$$A_c = 0,845 \times 1,20 \times 1,73 = 1,754 \text{ m}^2$$

As propriedades da viga foram divididas em viga pré-moldada, onde somente a viga foi considerada, e viga completa, onde a viga trabalha junto com a laje.

Com o uso destas planilhas, as seções das vigas no vão e no apoio e das transversinas foram caracterizadas no software SAP2000 v.14.2 [4]:

5.3.2.1 Seção da Viga no Meio do Vão

a) Área, Inércia à flexão e C.G. da viga pré-moldada

Cálculo de Área, de Inércia e de Centro de Gravidade						
Seção do apoio da viga premoldada						
Elemento	Coord. Z para baixo	Larg. Sup. do Trapézio	Larg. Inf. do Trapézio	Altura do Trapézio	Area	Zlocal
1	0	0.9	0.9	0.2	0.18	0.1
2	0.2	0.9	0.26	0.2	0.116	0.081609
3	0.4	0.26	0.26	1.73	0.4498	0.865
4	2.13	0.3	0.9	0.5	0.3	0.291667
5	2.63	0.9	0.9	0.3	0.27	0.15
6	0				0	0
7	0				0	0
8	0				0	0
9	0				0	0
10	0				0	0
11	0				0	0
12	0				0	0
13	0				0	0
14	0				0	0
15	0				0	0
Total				2.93	1.3158	
Altura	2.93 m					
Área	1.3158 m^2					
Zs	1.593528 m	Distancia do CG ao bordo superior				
Zi	1.336472 m	Distância do CG ao bordo inferior				
Inércia	1.356424 m^4					

Diagrama da seção transversal da viga no meio do vão. O eixo horizontal varia de -0.5 a 0.5 metros, e o eixo vertical varia de 0 a 3.5 metros. A seção é composta por trapézios e retângulos. A 'Série 1' (azul) representa a borda superior, e a 'Série 2' (rosa) representa a borda inferior. A largura superior é de 0.9m e a largura inferior é de 0.26m. A altura total é de 2.93m.

Tabela 1- Propriedades da VP no meio do vão - Alternativa 1/12

b) Área, Inércia à flexão e C.G. da viga completa

Cálculo de Área, de Inércia e de Centro de Gravidade						
Seção do apoio da viga premoldada						
Elemento	Coord. Z para baixo	Larg. Sup. do Trapézio	Larg. Inf. do Trapézio	Altura do Trapézio	Area	Zlocal
1	0	3.15	3.15	0.25	0.7875	0.125
2	0.25	0.9	0.9	0.2	0.18	0.1
3	0.45	0.9	0.26	0.2	0.116	0.081609
4	0.65	0.26	0.26	1.73	0.4498	0.865
5	2.38	0.26	0.9	0.5	0.29	0.295977
6	2.88	0.9	0.9	0.3	0.27	0.15
7	0				0	0
8	0				0	0
9	0				0	0
10	0				0	0
11	0				0	0
12	0				0	0
13	0				0	0
14	0				0	0
15	0				0	0
Total				3.18	2.0933	
Altura	3.18 m					
Área	2.0933 m^2					
Zs	1.193658 m	Distancia do CG ao bordo superior				
Zi	1.986342 m	Distância do CG ao bordo inferior				
Inércia	2.797131 m^4					

Diagrama de uma seção transversal de uma viga composta por 15 elementos trapézoidais. O eixo horizontal (Z) varia de -2 a 2, e o eixo vertical (Y) varia de 0 a 3.5. A seção é simétrica em relação ao eixo Z=0. A 'Série1' (linha azul com pontos) representa o contorno superior, e a 'Série2' (linha magenta com pontos) representa o contorno inferior. A largura superior é de 3.15 m e a largura inferior é de 0.9 m. A altura total é de 3.18 m.

Tabela2 – Propriedades da VC no meio do vão – Alternativa 1/12

5.3.2.2 Seção da Viga no Apoio

a) Área, Inércia à flexão e C.G. da viga pré-moldada

Cálculo de Área, de Inércia e de Centro de Gravidade						
Seção do apoio da viga premoldada						
Elemento	Coord. Z para baixo	Larg. Sup. do Trapézio	Larg. Inf. do Trapézio	Altura do Trapézio	Area	Zlocal
1	0	0.9	0.9	2.93	2.637	1.465
2	0				0	0
3	0				0	0
4	0				0	0
5	0				0	0
6	0				0	0
7	0				0	0
8	0				0	0
9	0				0	0
10	0				0	0
11	0				0	0
12	0				0	0
13	0				0	0
14	0				0	0
15	0				0	0
Total				2.93	2.637	
Altura	2.93 m					
Área	2.637 m^2					
Zs	1.465 m Distancia do CG ao bordo superior					
Zi	1.465 m Distância do CG ao bordo inferior					
Inércia	1.886532 m^4					

Tabela3 – Propriedades da VP no apoio – Alternativa 1/12

b) Área, Inércia à flexão e C.G. da viga completa

Cálculo de Área, de Inércia e de Centro de Gravidade						
Seção do apoio da viga premoldada						
Elemento	Coord. Z para baixo	Larg. Sup. do Trapézio	Larg. Inf. do Trapézio	Altura do Trapézio	Area	Zlocal
1	0	3.15	3.15	0.25	0.7875	0.125
2	0.25	0.9	0.9	2.93	2.637	1.465
3	0				0	0
4	0				0	0
5	0				0	0
6	0				0	0
7	0				0	0
8	0				0	0
9	0				0	0
10	0				0	0
11	0				0	0
12	0				0	0
13	0				0	0
14	0				0	0
15	0				0	0
Total				3.18	3.4245	
Altura	3.18 m					
Área	3.4245 m^2					
Zs	1.349363 m	Distancia do CG ao bordo superior				
Zi	1.830637 m	Distância do CG ao bordo inferior				
Inércia	3.423688 m^4					

Diagrama de uma seção transversal de uma viga em forma de trapézio. O eixo horizontal (Z) varia de -2 a 2, e o eixo vertical (Y) varia de 0 a 3.5. A seção é composta por duas partes: Série1 (trapézio superior) e Série2 (trapézio inferior). A Série1 tem uma largura superior de 3.15 m, uma largura inferior de 0.9 m e uma altura de 0.25 m. A Série2 tem uma largura superior de 0.9 m, uma largura inferior de 3.15 m e uma altura de 2.93 m. O centro de gravidade (CG) está localizado a 1.349363 m do bordo superior e a 1.830637 m do bordo inferior.

Tabela 4 – Propriedades da VC no apoio – Alternativa 1/12

5.3.2.3 Seção das transversinas de apoio

Cálculo de Área, de Inércia e de Centro de Gravidade						
Seção do apoio da viga premoldada						
Elemento	Coord. Z para baixo	Larg. Sup. do Trapézio	Larg. Inf. do Trapézio	Altura do Trapézio	Area	Zlocal
1	0	1.2	1.2	1.73	2.076	0.865
2	0				0	0
3	0				0	0
4	0				0	0
5	0				0	0
6	0				0	0
7	0				0	0
8	0				0	0
9	0				0	0
10	0				0	0
11	0				0	0
12	0				0	0
13	0				0	0
14	0				0	0
15	0				0	0
Total				1.73	2.076	
Altura	1.73 m					
Área	2.076 m^2					
Zs	0.865 m		Distancia do CG ao bordo superior			
Zi	0.865 m		Distância do CG ao bordo inferior			
Inércia	0.517772 m^4					

Tabela 5 – Propriedades da transversina no apoio – Alternativa 1/12

5.3.2.4 Inércia à torção

Nome	Tranversina						
Largura maior	Largura menor	Controle	eta3	JT parcial		0.15*JT	
1.2	1.2	1.2	0.140833	0.292032	m ⁴	0.043805	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
Soma				0.292032	m ⁴	0.043805	m ⁴

Largura maior	Largura menor	Controle	eta3	JT parcial		0.15*JT	
3.15	0.25	0.25	0.316667	0.015586	m ⁴	0.002338	m ⁴
0.9	0.2	0.2	0.286676	0.002064	m ⁴	0.00031	m ⁴
0.9	0.2	0.2	0.286676	0.002064	m ⁴	0.00031	m ⁴
1.73	0.3	0.3	0.29692	0.013869	m ⁴	0.00208	m ⁴
0.9	0.5	0.5	0.217593	0.024479	m ⁴	0.003672	m ⁴
0.9	0.3	0.3	0.263405	0.006401	m ⁴	0.00096	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
Soma				0.064463	m ⁴	0.009669	m ⁴

Nome	Seção extrema						
Largura maior	Largura menor	Controle	eta3	JT parcial		0.15*JT	
3.15	0.25	0.25	0.316667	0.015586	m ⁴	0.002338	m ⁴
2.93	0.9	0.9	0.268876	0.574311	m ⁴	0.086147	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
		0	0	0	m ⁴	0	m ⁴
Soma				0.589897	m ⁴	0.088485	m ⁴

Tabela 6 – Inércia à torção das seções – Alternativa 1/12

Para evitar contar duas vezes a área da laje, o peso e massa das seções da viga protendida no meio e no apoio serão multiplicadas pelo fator redutor k1:

$$k1 = \frac{\text{Área da Viga pré – moldada}}{\text{Área da viga completa}}$$

Resumo das propriedades das Seções Completas

Elemento	Área (m ²)	Inércia à flexão (m ⁴)	Inércia à torção (m ⁴)	Área de cisalhamento (m ²)
Longarina Usual	2.093300	2.797131	0.009669	0.9540
Longarina apoio	3.424500	3.423688	0.088485	2.4184
Transversina	2.076000	0.517772	0.043805	1.7542

Fatores de Correção	
Longarina Usual	0.629
Longarina Apoio	0.770

Tabela 7 – Resumo das propriedades das seções – Alternativa 1/12

A seguir, estão apresentadas as seções das longarinas e da transversinas definidas no software SAP2000 v.14.2 [4].

The screenshot shows the 'Property Data' dialog box in SAP2000. The 'Section Name' is 'VP'. The 'Properties' section contains the following data:

Property	Value	Property	Value
Cross-section (axial) area	2.0933	Section modulus about 3 axis	1.
Torsional constant	9.669E-03	Section modulus about 2 axis	1.
Moment of Inertia about 3 axis	2.7971	Plastic modulus about 3 axis	1.
Moment of Inertia about 2 axis	2.7971	Plastic modulus about 2 axis	1.
Shear area in 2 direction	0.954	Radius of Gyration about 3 axis	1.
Shear area in 3 direction	0.954	Radius of Gyration about 2 axis	1.

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 10 – SAP2000 – Seção da viga protendida no vão – parte 1 – Alternativa 1/12

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	0.629
Weight	0.629

OK Cancel

Figura 11 – SAP2000 – Seção da viga protendida no vão – Parte 2 – Alternativa 1/12

Property Data

Section Name VP_apoio

Properties

Cross-section (axial) area	3.4245	Section modulus about 3 axis	1.
Torsional constant	0.0885	Section modulus about 2 axis	1.
Moment of Inertia about 3 axis	3.4237	Plastic modulus about 3 axis	1.
Moment of Inertia about 2 axis	3.4237	Plastic modulus about 2 axis	1.
Shear area in 2 direction	2.4184	Radius of Gyration about 3 axis	1.
Shear area in 3 direction	2.4184	Radius of Gyration about 2 axis	1.

OK Cancel

Figura 12 – SAP2000 – Seção da viga protendida no apoio– parte 1 – Alternativa 1/12

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	0.77
Weight	0.77

OK Cancel

Figura 13 – SAP2000 – Seção da viga protendida no apoio– Parte 2 – Alternativa 1/12

Property Data

Section Name transversina

Properties

Cross-section (axial) area	2.136	Section modulus about 3 axis	1.
Torsional constant	0.0438	Section modulus about 2 axis	1.
Moment of Inertia about 3 axis	0.564	Plastic modulus about 3 axis	1.
Moment of Inertia about 2 axis	0.564	Plastic modulus about 2 axis	1.
Shear area in 2 direction	1.8049	Radius of Gyration about 3 axis	1.
Shear area in 3 direction	1.8049	Radius of Gyration about 2 axis	1.

OK Cancel

Figura 14 – SAP2000 – Transversina de apoio – Alternativa 1/12

5.3.2.5 Seção da Laje

A laje foi definida em elementos de área com 25 cm de espessura para a parte central e 17cm para os balanços.

The screenshot shows the 'Shell Section Data' dialog box for a central slab. The 'Section Name' is 'Laje'. The 'Type' is 'Shell - Thin'. The 'Material' is 'C40'. The 'Thickness' for both 'Membrane' and 'Bending' is 0.25. The 'Display Color' is red.

Section Name	Section Notes	Display Color
Laje		Red

Type

- ☒ Shell - Thin
- ☐ Shell - Thick
- ☐ Plate - Thin
- ☐ Plate Thick
- ☐ Membrane
- ☐ Shell - Layered/Nonlinear

Material

Material Name: + C40

Material Angle: 0.

Thickness

Membrane: 0.25

Bending: 0.25

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

OK Cancel

Figura 15 – SAP2000 – Laje central– Alternativa 1/12

The screenshot shows the 'Shell Section Data' dialog box for a slab cantilever. The 'Section Name' is 'Laje_balanco'. The 'Type' is 'Shell - Thin'. The 'Material' is 'C40'. The 'Thickness' for both 'Membrane' and 'Bending' is 0.17. The 'Display Color' is green.

Section Name	Section Notes	Display Color
Laje_balanco		Green

Type

- ☒ Shell - Thin
- ☐ Shell - Thick
- ☐ Plate - Thin
- ☐ Plate Thick
- ☐ Membrane
- ☐ Shell - Layered/Nonlinear

Material

Material Name: + C40

Material Angle: 0.

Thickness

Membrane: 0.17

Bending: 0.17

Concrete Shell Section Design Parameters

Stiffness Modifiers

Temp Dependent Properties

OK Cancel

Figura 16 – SAP2000 – Laje dos balanços– Alternativa 1/12

5.3.3 Carregamentos Atuantes

5.3.3.1 Peso Próprio da Viga pré-moldada (g1)

O software SAP2000 v14.2 [4] calcula o peso próprio de todo o conjunto. Para calcular apenas a contribuição da VIGA, os pesos e as massas de todos os demais elementos (laje e transversinas) da ponte foram multiplicados por zero.

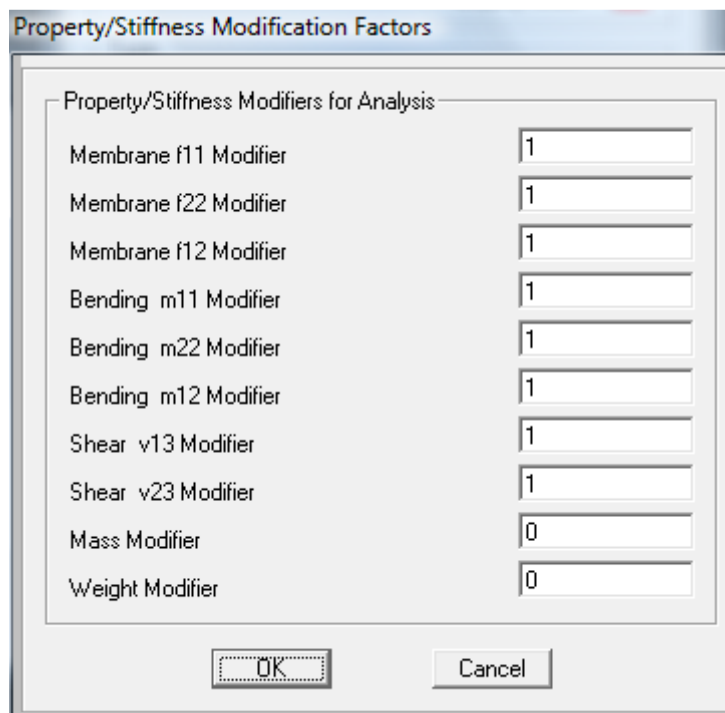


Figura 17 – SAP2000 – Carregamento g1 – Alternativa 1/12

5.3.3.2 Peso Próprio da laje e transversinas (g2)

Utilizando o mesmo método do item anterior, a massa e o peso das vigas pré-moldadas foram multiplicados por zero.

5.3.3.3 Lastro/Trilho/Dormente/Fixação (g3)

Segundo item 7.1.3 da norma NBR 7187 [9], temos que:

- Lastro:

$$A_{\text{LASTRO}} = 2 \text{ m}^2 (\text{Do AutoCad 2009}) [1]$$

$$\text{carga}_{\text{LASTRO}} = 2 \text{ m}^2 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 36,0 \text{ kN/m}$$

-Trilhos/Dormente/Fixação:

carga = 8,0 kN/m

Carga dividida por 2 vigas = $(36,0 + 8,0)/2 = 44,0/2 = 22,0$ kN/m

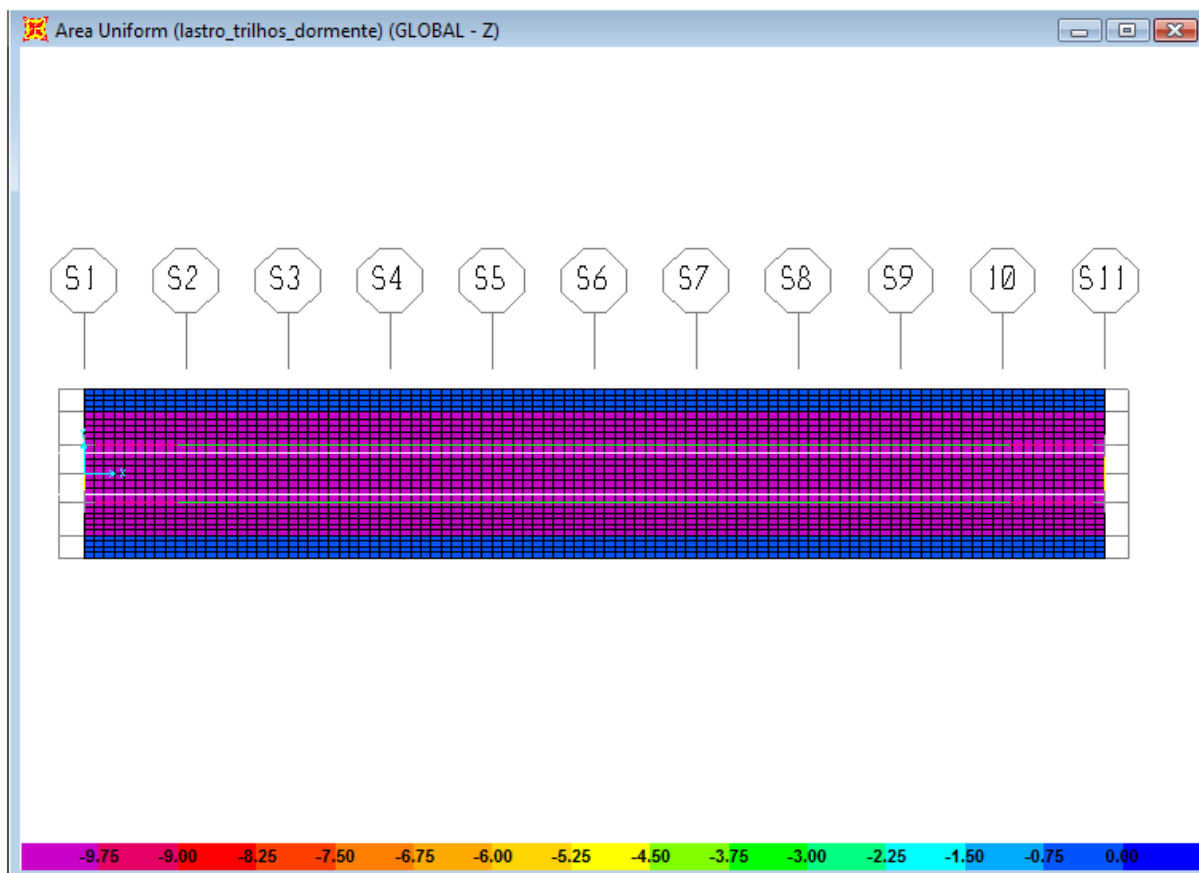


Figura 18 – Cargas do lastro/trilhos/dormentes/fixação – Alternativa 1/12

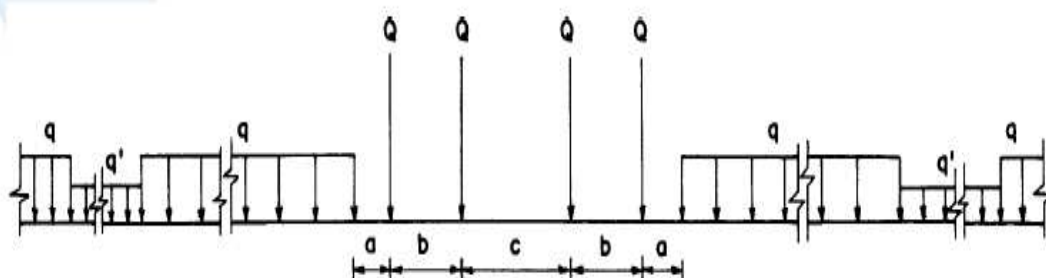
- Guarda-Corpos e Canaletas:

carga = $0,20875 \text{ m}^2 (\text{Do AutoCad 2009 [1]}) \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 5,22 \text{ kN/m}$

Carga dividida por duas vigas = $5,22/2 = 2,61 \text{ kN/m}$

5.3.3.4 Carga Móvel (q)

O trem-tipo utilizado foi o TB-360, definido no item 2.2 da NBR 7189 [9].



Onde:

Q = carga por eixo

Q e q' = cargas distribuídas na via, simulando, respectivamente, vagões carregados e descarregados (ver Tabela 1).

Tabela 1 - Cargas dos trens-tipo

TB	Q (kN)	Q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
360	360	120	20	1,00	2,00	2,00
270	270	90	15	1,00	2,00	2,00
240	240	80	15	1,00	2,00	2,00
170	170	25	15	11,00	2,50	5,00

Figura 19 – Trem-tipo – Alternativa 1 /12

Segundo item 7.2.1.2 da NBR7187 [9], o coeficiente de impacto para esta carga móvel é de:

$$\varphi = 0,001(1600 - 60\sqrt{L} + 2,25L) = 0,001(1600 - 60\sqrt{40} + 2,25 \cdot 40) = 1,3105$$

5.3.4 Esforços Solicitantes

Para o cálculo dos esforços solicitantes, o software SAP2000 v14.2 [4] foi utilizado. Os resultados para cada caso estão apresentados a seguir.

5.3.4.1 Cargas Permanentes (g1+g2+g3)

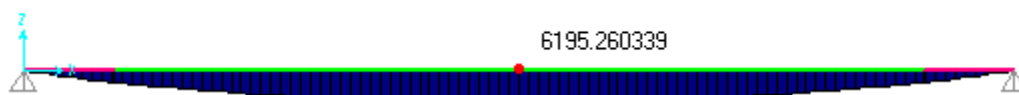


Figura 20– Carga g1 – momento fletor – parte 1 – Alternativa 1/12

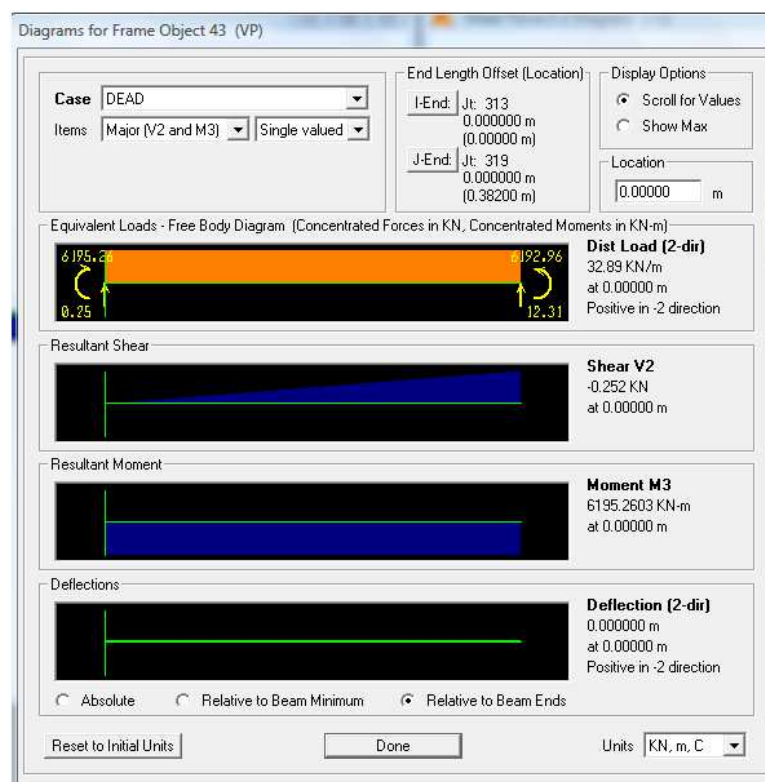


Figura 21 – Carga g1 – momento fletor - parte 2 - Alternativa 1/12

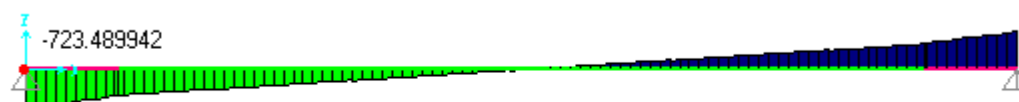


Figura 22 – Carga g1 – esforço cortante – parte 1 – Alternativa 1/12

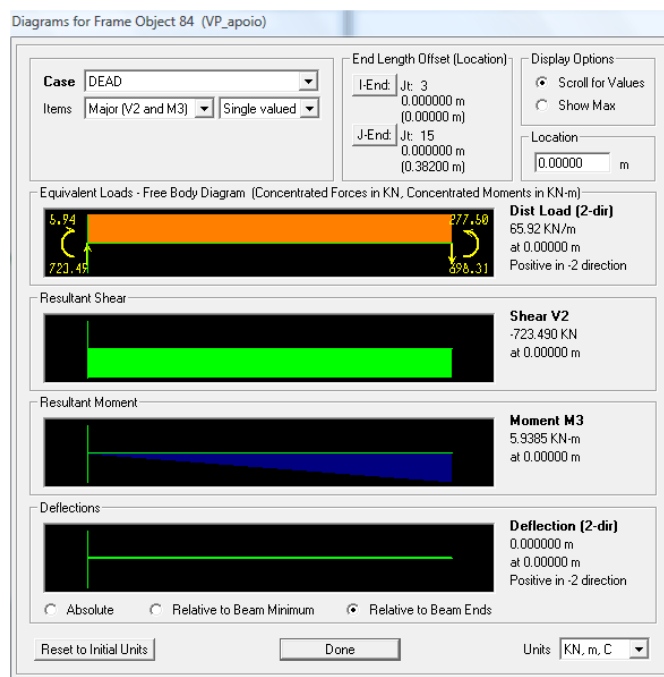


Figura 23 – Carga g1 – esforço cortante – parte 2 – Alternativa 1/12



Figura 24 – Carga g2 – momento fletor – parte 1 – Alternativa 1/12

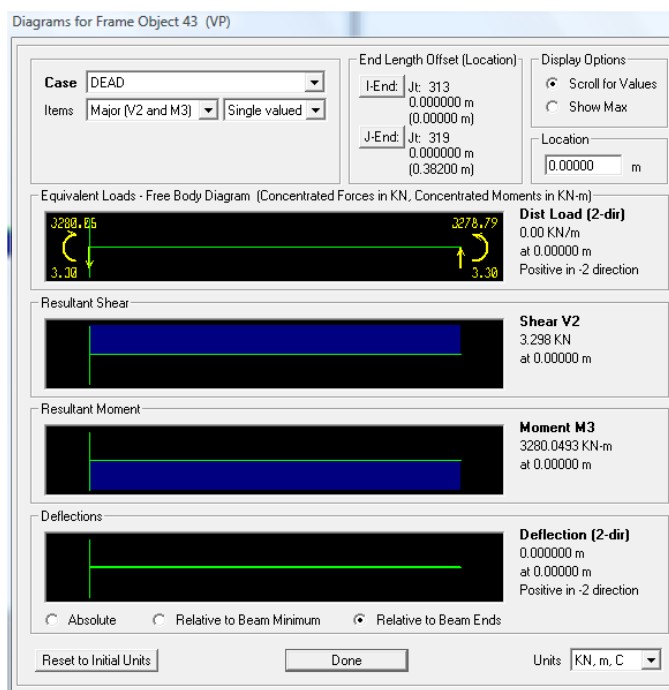


Figura 25 – Carga g2 – momento fletor – parte 2 – Alternativa 1/12

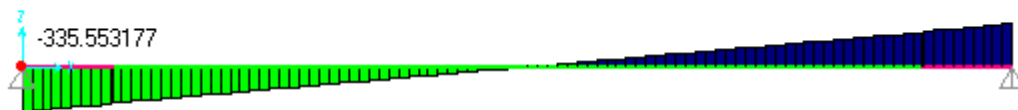


Figura 26 – Carga g2 – esforço cortante – parte 1 – Alternativa 1/12

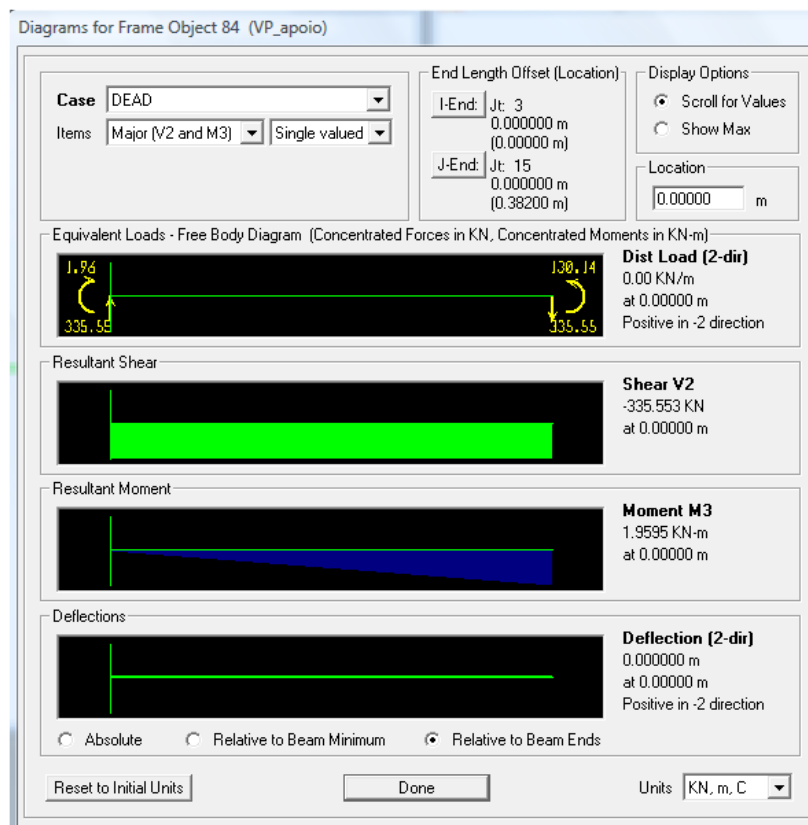


Figura 27 – Carga g2 – esforço cortante – parte 2 – Alternativa 1/12

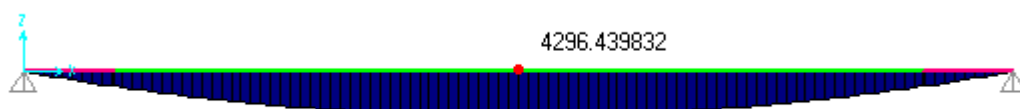


Figura 28 – Carga g3 – momento fletor – parte 1 – Alternativa 1/12

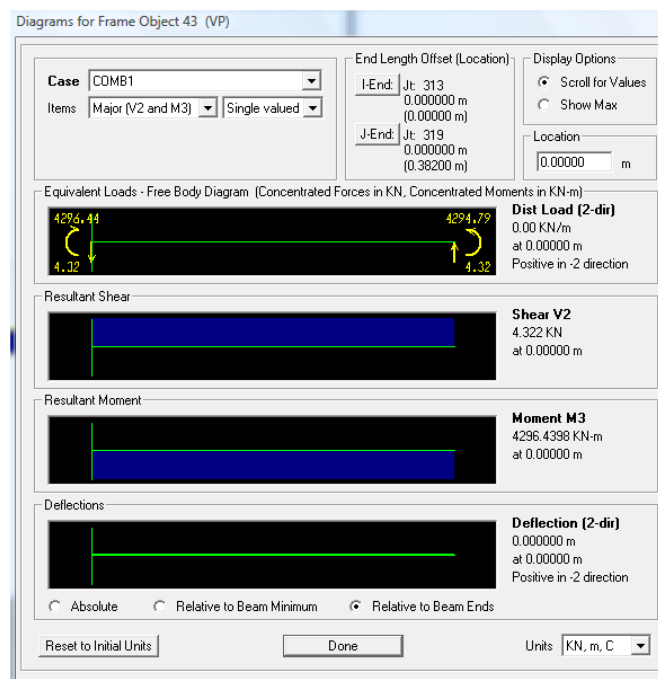


Figura 29 – Carga g3 – momento fletor – parte 2 – Alternativa 1/12

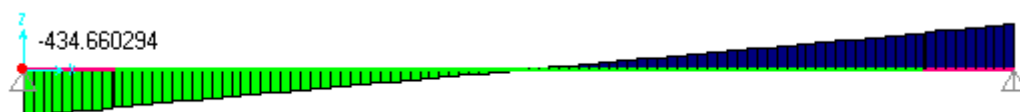


Figura 30 – Carga g3 – esforço cortante – parte 1 – Alternativa 1/12

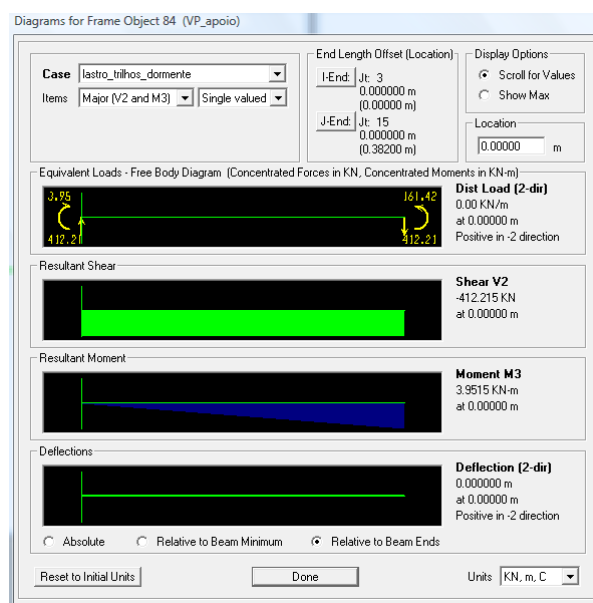


Figura 31 – Carga g3 – esforço cortante – parte 2 – Alternativa 1/12

5.3.4.2 Carga Móvel (q)

O trem tipo do item 5.3.3.4 foi simulado usando o software SAP2000 v14.2 [4]. Como o trilho não passa exatamente em cima das vigas pré-moldadas, foi simulado um trilho com 160 cm de bitola.

Para isso, 2 elementos de barra sem massa foram criados distando 25 cm do eixo de cada viga, carregados com metade do trem tipo cada um.

General Vehicle Data

Vehicle name: TB360 Units: KN, m, C

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0.	One Point	
For Other Responses	0.	One Point	

☐ Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

☒ Lane Negative Moments at Supports
☒ Interior Vertical Support Forces
☒ All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048
Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects

Axle: None Modify/Show...
Uniform: None Modify/Show...

Load Plan

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		60.	Zero Width		0.	One Point	
Leading Load	Infinite		60.	Zero Width		0.	One Point	
Fixed Length	1.		0.	Zero Width		180.	One Point	
Fixed Length	2.		0.	Zero Width		180.	One Point	
Fixed Length	2.		0.	Zero Width		180.	One Point	
Fixed Length	2.		0.	Zero Width		180.	One Point	
Fixed Length	1.		0.	Zero Width		180.	One Point	
Trailing Load	Infinite		60.	Zero Width		0.	One Point	

Add Insert Modify Delete

☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor
☐ Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

OK Cancel

Figura 32 – Trem tipo SAP2000 – Alternativa 1/12

Foi definida uma combinação que majorasse os esforços da carga móvel pelo coeficiente de impacto:

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): TB360 x impacto
 Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options:
 Convert to User Load Combo Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
TB360	Moving Load	1.3105
TB360	Moving Load	1.3105

Add Modify Delete

OK Cancel

Figura 33 – Coeficiente de impacto – Alternativa 1/12

5.4 Estimativa do número de cabos

Foi utilizada a planilha de dimensionamento desenvolvida e disponibilizada por Ernani Diaz, B. para dimensionamento das seções à flexão no Estado Limite Último (ELU), no meio do vão.

Segundo tabela 11.3 da NBR 6118 [8] para combinações normais no ELU:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{eg} \cdot F_{egk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{oj} \cdot F_{qjk}) + \gamma_{eq} \cdot \psi_{o\varepsilon} \cdot F_{eqk}$$

De acordo com as tabelas 2 e 5 da NBR 8681 [13], as seguintes combinações serão utilizadas (pontes em geral):

$$M_d = 1,35 \cdot M_g + 1,5 \cdot M_q$$

$$V_d = 1,35 \cdot V_g + 1,5 \cdot V_q$$

Após o cálculo do momento de cálculo (M_d), calcula-se o braço de alavanca (z) pela tabela de dimensionamento à flexão disponibilizada por Ernani Diaz, B. Assim, a força longitudinal, a área total de protensão e consequentemente o número de cabos são calculados:

$$F_{\text{longitudinal}} = \frac{|M_d|}{z} + \frac{|V_d \cdot \cotg\theta|}{2}$$

$$A_{\text{protensão}} = \frac{F_{\text{longitudinal}}}{\sigma_{p,\text{ruptura}}} = \frac{F_{\text{longitudinal}}}{0,9 \cdot f_{ptk}/1,15}$$

A partir dos resultados mostrados no item 5.3.4, foi feita uma tabela para resumir os esforços solicitantes na estrutura.

	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Vg1	723.5	480.2	361.5	240.9	139.6	0
Vg2	335.6	266	201.3	135.2	75.9	0
Vg3	434	348.7	263.7	177.2	99.4	0
Vqmin	0	-41.3	-103.7	-201.4	-318	-510.5
Vqmax	1759.9	1461.5	1181	926.6	724.6	492.8
Mg1	0	2359.2	4035.6	5234.8	5874	6195.3
Mg2	0	1181	2098.3	2754.6	3104.3	3280
Mg3	0	1546.2	2748.1	3607.9	4066.2	4296.4
Mqmin	0	0	0	0	0	0
Mqmax	281.1	6199.9	10920.2	14329.9	16140.2	17032.2
Md	44140.1					
Vd	739.2					

Tabela 8– Resumo dos esforços nas seções – Alternativa 1/12

Vão da ponte	38.2 m				
Altura da VP	2.93 m				
Altura da VC	3.18 m				
Md na seção do meio- Dimensionamento dos cabos de protensão					
Md	44140.1 kNm				
Vd	739.2 kN				
θ	35 °				
cotθ	1.428148				
Calculo de d					
A altura útil deve ser determinada em função da disposição os cabos na seção 5.					
d	3.0875 m	Bainha de 9,5cm, estribos de 10mm, cobrimento de 2,5cm			
z	2.99 m	Calculo pela planilha de dimensionamento à flexão			
Força longitudinal	M/z	V*cotθ /2			
	14762.57358	527.8435033			
Força Longitudinal	15290.41708 kN				
Tensão na ruptura	1486956.522 kPa				
Area	0.010283029 m2				
Area de cordoalha 15.2	0.00014 m2				
Num cordoalhas	73.45020737		76 adotado		
Serão usados 4 cabos com 19 cordoalhas cada.					
Com 4 cabos	18.36255184 adotar		19		
Usar 4 cabos de 19 cord 15.2mm					

Tabela 9 – Pré- dimensionamento ao ELU no meio do vão – Alternativa 1/12

Serão então utilizados 4 cabos com 19 cordoalhas de 15,2mm cada. Não foi necessária a utilização de armadura passiva.

5.5 Traçado dos Cabos

O traçado dos cabos foi feito até o meio da seção por se tratar de uma viga simétrica. Com o auxílio do software AutoCAD 2009 [1], a posição dos cabos em cada seção foi definida.

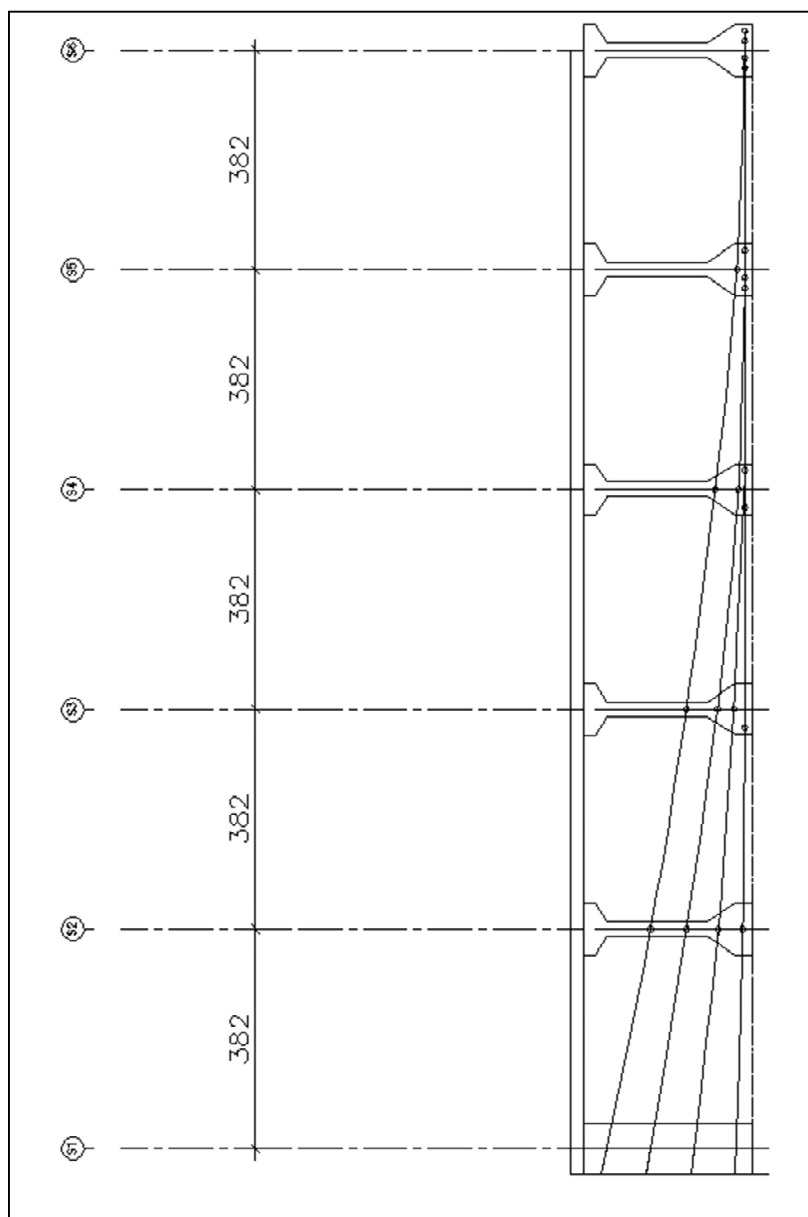


Figura 34 – Cablagem – Alternativa 1/12

5.6 Cálculo das Perdas de Protensão

5.6.1 Perdas Imediatas

5.6.1.1 Perdas por atrito

A partir do traçado dos cabos no AutoCAD 2009 [1], foram feitas tabelas com as posições e os ângulos dos cabos em cada seção. De acordo com o item 9.6.3.3.2.2 da NBR6118 [8], a perda por atrito pode ser determinada pela expressão:

$$P_i(x) = P_0 \cdot e^{-(\mu \sum \alpha_i + k \cdot x)}$$

Utilizou-se $\mu=0,20$ /radiano por se tratarem de cordoalhas e bainha metálica e $k=0,01 \times \mu = 0,0020/m$.

Valores de ângulos e cotas de cabos obtidos do desenho CAD										
Ângulos			secao 1	Sec d/2	secao 2		secao 3	secao 4	secao 5	secao 6
Determinar o ângulo por 180-valor										
Os ângulos determinados podem ser diferentes dependendo da orientação das retas tangentes.										
cabo4			168		170		172	173	176	180
cabo3			170		171		173	176	179	180
cabo2			173		175		177	178	180	180
cabo1			178		179		180	180	180	180
Cotas em relação ao CG da VP (Viga Premoldada)										
Estas distâncias são do eixo dos CG da Viga Premoldada até o eixo do cabo. Positivo para baixo, isto é, se o cabo está abaixo do CG da VP										
cabo4			-1.2027		-0.4408		0.18	0.6798	1.0624	1.1982
cabo3			-0.443		0.1842		0.7195	1.0818	1.1982	1.1982
cabo2			0.3105		0.7361		1.0044	1.1982	1.1982	1.1982
cabo1			1.0487		1.1595		1.1982	1.1982	1.1982	1.1982

Tabela 10 – Perdas por atrito – parte 1 - Alternativa 1/12

	Seção 6	Seção 6	Força inicial por cordoalha	Distancia	Força na seção 6 com perda por atrito	
	Desvios em perfil	Desvio em planta				
	rad	rad	kN	m	kN	
Cabo 4	0.2094395	0	196.84	19.35	181.599428	
Cabo 3	0.1745329	0	196.84	19.35	182.871667	
Cabo 2	0.122173	0.1047198	196.84	19.35	180.966631	
Cabo 1	0.0349066	0.1047198	196.84	19.35	184.152818	
				média	182.397636	
Perda média por atrito para o meio do vão					14.4423641	7.337%
Força depois das perdas					182.397636	

Tabela 11 – Perdas por atrito – parte 2 - Alternativa 1/12

5.6.2 Perdas Progressivas

O cálculo das perdas progressivas foi feito com base no item 9.6.3.4 e no anexo A da NBR 6118 [8].

5.6.2.1 Retração do Concreto

Segundo item A.2.3 da NBR 6118 [8], a deformação do concreto é dada por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)]$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s}$$

A partir de uma umidade relativa do ar padrão de 70% e de acordo com a tabela A.1 e item A.2.4.2 da NBR 6118 [8]:

$$\varepsilon_{1s} = -6,16 - \frac{U}{484} + \frac{U^2}{1990}$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \cdot h_{fic}}{20 + 3 \cdot h_{fic}}$$

$$\gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 \cdot U)}$$

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot A_c}{\mu_{ar}}$$

Na expressão acima, μ_{ar} é o perímetro da seção em contato com o ar.

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A \cdot \left(\frac{t}{100}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C \cdot \left(\frac{t}{100}\right)^2 + D \cdot \left(\frac{t}{100}\right) + E}$$

Onde:

$$A = 40;$$

$$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8;$$

$$C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7;$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8;$$

$$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8.$$

Com as fórmulas acima, foi desenvolvida uma tabela para facilitar os cálculos:

Retração do Concreto					
Dados					
			ep=	1.85	[m]
to=	7	[dias]	Ac=	2.16870	[m²]
t=	3600	[dias]	Ap=	0.01064	[m²]
U=	70	[%]	I=	3.4834556	[m⁴]
			uar=	14.5	[m]
			γ=	1.5	
			hfic=	0.4486966	[m]
			Ecs28	30104.883	[MPa]
ε1s=	-0.000322287	Tabela A.1	A=	40.00	
ε2s=	0.789782687	Item A.2.3.2	B=	47.62	
εcs∞(t,to)=	-0.000254536		C=	36.98	
βs(t)=	0.941438196		D=	326.76	
βs(to)=	0.028229636		E=	101.98	
εcs(t,to)=	-0.000232445				

Tabela 12 – Deformação por retração do concreto – Alternativa 1/12

5.6.2.2 Fluência do Concreto

Segundo os itens A.2.2.3 e 12.3 da NBR 6118 [8]:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccd} + \varepsilon_{ccf} = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci,j=28}} \cdot \varphi(t, t_0)$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \cdot [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d(t, t_0)$$

$$\varphi_a = 0,8 \cdot \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}\right]$$

$$\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} = \frac{9 \cdot t_0 \cdot (t_0 + 42)}{(9 \cdot t_0 + 40) \cdot (t_0 + 61)}$$

Segundo item A.2.4, tabela A.1 e figura A.2 da NBR 6118 [8], temos que:

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}$$

$$\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035 \cdot U$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}}$$

$$\beta_f(t) = \frac{t + A \cdot t + B}{t^2 + C \cdot t + D}$$

Onde:

$$A = 42h^3 - 350h^2 + 588h + 113;$$

$$B = 768^3 - 3600h^2 + 3243h - 23;$$

$$C = -200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183;$$

$$D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931;$$

$$\varphi_{d\infty} = 0,4$$

$$\beta_d(t, t_0) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70}$$

Foi elaborada então uma tabela para facilitar os cálculos:

		Deformação Lenta do Concreto			
$F_c(t_0)/F_c(t_{\infty})=$	0.440748144	Item 12.3.3			
$\phi_a=$	0.447401485	Item A.2.2.3	A=	310.16265	
$\phi_{c_1}=$	2	Tabela A.1	B=	881.39677	
$\phi_{c_2}=$	1.339141621	Item A.2.2.3	C=	656.62942	
$\phi_{f_{\infty}}=$	2.678283242	Item A.2.2.1	D=	12048.331	
$B_f(t_0)=$	0.185790355				
$B_f(t)=$	0.917941162				
$B_d(t, t_{\infty})=$	0.986349986				
$\phi_d=$	0.394539995		P_{0_1}	14919.408	[kN]
$\phi(t, t_0)=$	2.802848715		$\epsilon_{cc}(t)=$	0.0006405	
$\phi_f=$	1.960907236				

Tabela 13 – Deformação por fluência do concreto – Alternativa 1/12

5.6.2.3 Relaxação Pura do Aço de Protensão

Segundo itens 8.4.8 e 9.6.3.4.5 da NBR 6118 [8], a relaxação do aço é calculada por:

$$\Psi^{1000} = a \cdot \left(\frac{\sigma_{p,i}}{f_{ptk}} \right) + b \cdot \left(\frac{\sigma_{p,i}}{f_{ptk}} \right) + c$$

$$a = 50 \cdot \Psi_{60} - 100 \cdot \Psi_{70} + 50 \cdot \Psi_{80}$$

$$b = -75 \cdot \Psi_{60} + 140 \cdot \Psi_{70} - 65 \cdot \Psi_{80}$$

$$c = 28 \cdot \Psi_{60} - 48 \cdot \Psi_{70} + 21 \cdot \Psi_{80}$$

$$\Psi(t, t_0) = 2,5 \cdot \Psi^{1000}$$

		Relaxação Pura do Aço		
tabela 8.3			Item 8.4.8	
$\Psi_{50} =$	0	[%]		
$\Psi_{60} =$	1.3	[%]	a =	-10.0
$\Psi_{70} =$	2.5	[%]	b =	25.0
$\Psi_{80} =$	3.5	[%]	c =	-10.1
$\sigma_{pi}/F_{ptk} =$	0.74			
$\Psi_{1000} =$	2.90	[%]		
$\Psi(t, t_0) =$	7.26	[%]		

Tabela 14 – Intensidade de relaxação do aço de protensão – Alternativa 1/12

5.6.2.4 Alongamento dos Cabos

A tensão inicial do cabo pode ser calculada pela divisão entre a força total de puxada e a soma das áreas de todos os cabos, conforme mostrado pela equação abaixo:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

A variação da tensão ao longo do cabo foi calculada pela mesma expressão utilizada no item 5.6.1.1.

Foi calculada a tensão e o alongamento de cada cabo ao longo do vão. Na tabela abaixo, x é o posição da seção e α é o ângulo de inclinação do cabo. O alongamento do cabo é, por definição, a tensão dividida pelo módulo de elasticidade.

Para cada cabo, foi feito um gráfico da tensão ao longo do vão, cuja área é numericamente igual ao alongamento do cabo.

Os valores do alongamento estão apresentados ao final deste item.

Cabo 4				
	x	$\Sigma \alpha$	$\Sigma \alpha$ (rad)	$\sigma(x)$
S1	0	0.00	0.00	1403
S2	3.82	2.00	0.03	1382
S3	7.64	4.00	0.07	1362
S4	11.46	5.00	0.09	1347
S5	15.28	8.00	0.14	1323
S6	19.1	12.00	0.21	1295

Tabela 15- Variação de tensão - cabo 4 - Alternativa 1/11



Figura 35 – Gráfico - Tensão ao longo do vão - cabo 4 - Alternativa 1/11

Cabo 3				
	x	$\Sigma\alpha$	$\Sigma\alpha$ (rad)	$\sigma(x)$
S1	0	0.00	0.00	1403
S2	3.82	1.00	0.02	1387
S3	7.64	3.00	0.05	1367
S4	11.46	6.00	0.10	1343
S5	15.28	9.00	0.16	1319
S6	19.1	10.00	0.17	1304

Tabela 16 - Variação de tensão - cabo 3 - Alternativa 1/11

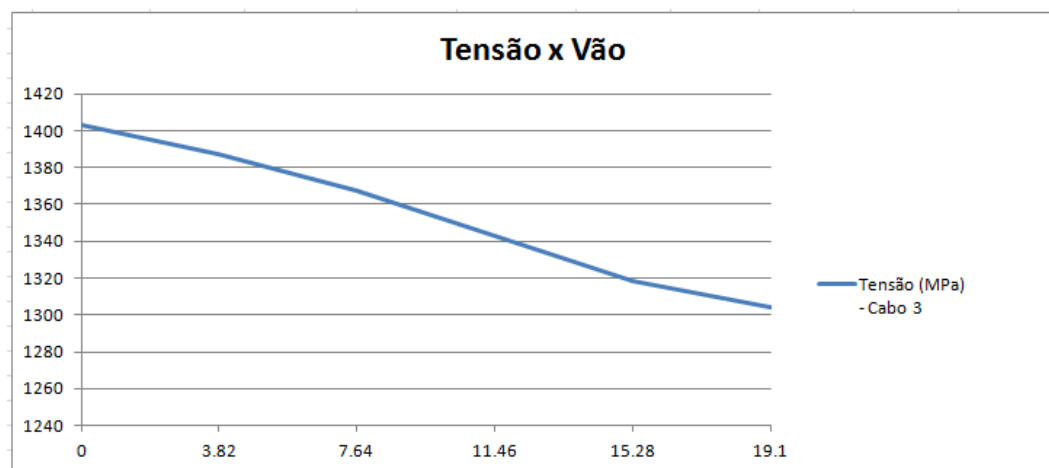


Figura 36 – Gráfico - Tensão ao longo do vão - cabo 4 - Alternativa 1/11

Cabo 2				
	x	$\Sigma\alpha$	$\Sigma\alpha$ (rad)	$\sigma(x)$
S1	0	0.00	0.00	1403
S2	3.82	2.00	0.03	1382
S3	7.64	4.00	0.07	1362
S4	11.46	5.00	0.09	1347
S5	15.28	7.00	0.12	1328
S6	19.1	7.00	0.12	1318

Tabela 17 - Variação de tensão - cabo 3 - Alternativa 1/11

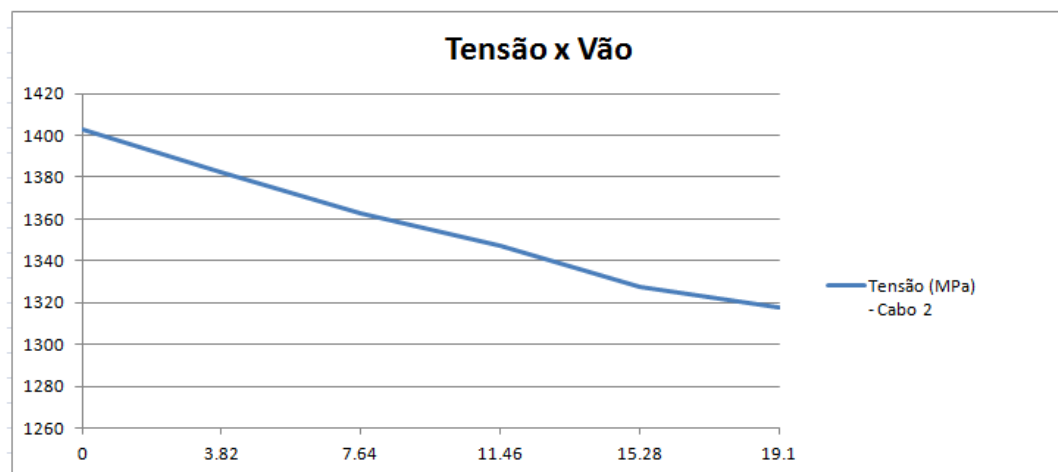


Figura 37 – Gráfico - Tensão ao longo do vão - cabo 2 - Alternativa 1/11

Cabo 1				
	x	$\Sigma\alpha$	$\Sigma\alpha$ (rad)	$\sigma(x)$
S1	0	0.00	0.00	1403
S2	3.82	1.00	0.02	1387
S3	7.64	2.00	0.03	1372
S4	11.46	2.00	0.03	1362
S5	15.28	2.00	0.03	1351
S6	19.1	2.00	0.03	1341

Tabela 18 - Variação de tensão - cabo 1 - Alternativa 1/11

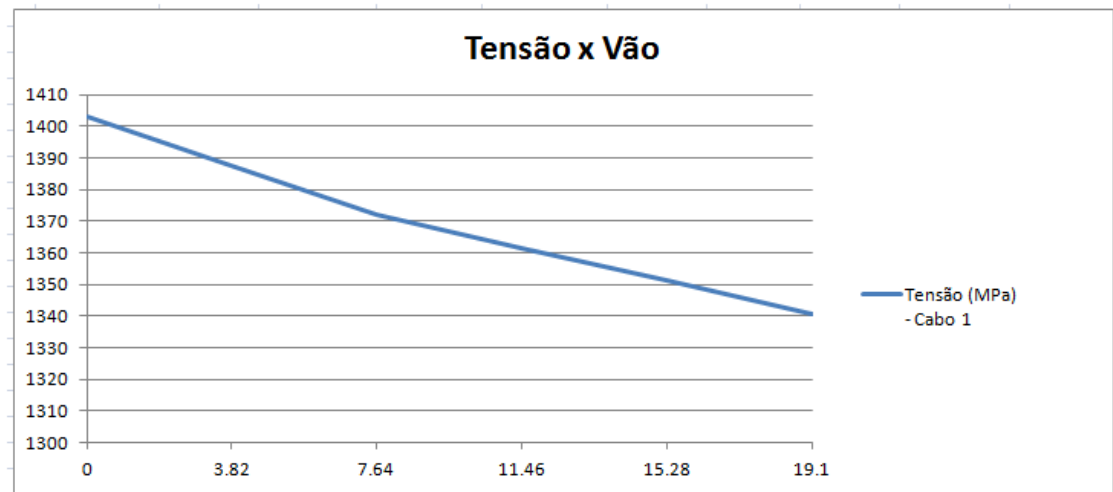


Figura 38 – Gráfico - Tensão ao longo do vão - cabo 1 - Alternativa 1/11

	Alongamento (mm)
Cabo 4	118.87
Cabo 3	118.73
Cabo 2	119.18
Cabo 1	120.43

Tabela 19 - Alongamento - Alternativa 1/11

5.6.2.5 Perdas Totais de Protensão

Segundo item 9.6.3.4.2 da NBR 6118 [8], para considerarmos perdas progressivas de protensão, decorrentes da retração e fluência do concreto e da relaxação do aço de protensão, temos que:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \varphi(t, t_0) - \sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p}$$

$$\chi(t, t_0) = -\ln [1 - \Psi(t, t_0)]$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \varphi(t, t_0)$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \cdot \frac{A_c}{I_c}$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci,j=28}}$$

O percentual de perdas progressivas foi de 20,98%, como pode ser visto na tabela abaixo:

Perdas de Protensão		Preparado por Emami Diaz para o os alunos de Concreto Protendido da UFRJ			
Seção 6					
Tensão de ruptura do aço de protensão	1900000 kPa	Na faixa de 1900000kPa			
fck	40000 kPa	Na faixa de 30000kPa			
Ecs28	30104883 kPa	Fórmula da NBR6118 na faixa de 30000000, (item 8.2.8), levando em conta o fator 0.85			
t0	7 dias	Idade do concreto quando da protensão			
t-fornecido	3600 dias	Tempo de cálculo			
t-adotado	3607 dias	Tempo de cálculo (a partir da concretagem) (max=18728+t0) dia para obter 2,5			
Ep	195000000 kPa	Adotar 200000000kPa			
ep cs(t,t0)	-0.000232445	Retração calculado especificamente	Adotar sempre valor negativo		
fi (t,t0)	2.802848715	Fluência calculado especificamente			
Diâmetro da cordoalha (12.7 ou 15.2)	15.2 mm				
Área de cada cordoalha	0.00014 m2				
Numero de cordoalhas po cabo	19				
Número de cabos	4				
A p	0.0106400 m2	Área dos cabos de protensão			
Fator da tensão de ruptura do aço para protensão inicial	0.74	A tensão máxima é fator*tensão de ruptura -Ver item 9.6.1.2.1 da Norma NBR6118			
Força inicial na ancoragem sem encunhamento para um cabo	3739.96 kN	cabo somente Este valor não será usado nos cálculos- É só para verificar o valor abaixo			
Força inicial de protensão	14647.7577 kN	Somente com as perdas de atrito e perdas por def. elástica	Para todos os cabos		
sigma p0	1376669 kPa	tensão inicial de protensão	Adotar valor positivo		
Relação entre a tensão inicial e a de ruptura	0.7246 kPa				
ksi (41,67)	0.0275	perda relativa de relaxacao pura para 1000h	Tabela 8.3		
delta pr(t0+41,67;t0)	-37798 kPa	perda de tensão por relaxação pura em 1000h			
ksi (t,t0)	0.0536	Fórmula da NBR6118 (item 9.6.3.4.5)-fator limitado a 2,5			
alfa p	6.477	Relação dos módulos de elasticidade			
qui (t, t0)	0.055	Expressão da NBR6118 (item 9.6.3.4.2)			
qui p	1.055	Expressão da NBR6118 (item 9.6.3.4.2)			
qui c	2.401	Expressão da NBR6118 (item 9.6.3.4.2)			
e p	1.85 m	Excentricidade do cabo			
A c	2.1687 m2	Área da seção de concreto			
I c	3.483455619 m4	Inércia da seção de concreto			
sigma p0	1376669 kPa	Tensão inicial de protensão na seção			
eta	3.1308	Expressão da NBR6118 (item 9.6.3.4.2)			
ro p	0.004906	Expressão da NBR6118 (item 9.6.3.4.2)			
sigma c,p0+g	-13910 kPa	Tensão no concreto	Adotar negativa (discordante da NBR6118)		
Perda total de tensão	-288789 kPa	Fórmula adaptada em sinais para adotar compr. com sinal negativo-Item 9.6.3.4.2			
Perda por retração	-35028 kPa	Sempre negativa			
Perda por fluência	-195159 kPa	Sempre negativa			
Perda por relaxação	-58602 kPa	Sempre negativa			
Denominador da fração da fórmula	1.294				
Tensão final de protensão	1087880 kPa	Sempre positiva			
Perda relativa de protensão em relação à inicial	0.2098				
Parcela relativa remanescente da protensão inicial na seção	0.7902				
Parcela da tensão final em relação à tensão de ruptura	0.573				
Valores por cordoalha para comparação com valores estimados					
Força numa cordoalha com perdas imediatas	192.7 kN				
Força numa cordoalha com perdas imediatas e diferidas	152.3 kN				

Tabela 20 – Perdas totais de protensão – Alternativa 1/12

5.7 Verificação do ELU à flexão

Com as planilhas de dimensionamento disponibilizadas pelo professor Ernani Diaz,B.,foi feita a verificação do ELU a flexão conforme prescrições da NBR 6118 [8]:

Forças normais, cortante e momentos de protensão para t=0									
CG da armadura a partir do CG da viga premoldada									
Numero de cordoalhas por cabo	19								
A distância abaixo é a distância do CG da Viga premoldada para a Viga completa									
Distancia do CG da VP para a VC	0.3656	0.6531	0.6531	0.6531	0.6531	0.6531	0.6531	m	
A distância abaixo é a distância do CG da Viga completa ao bordo superior da laje superior									
Dist. do CG da VC ao bordo sup.	1.3494	1.1937	1.1937	1.1937	1.1937	1.1937	1.1937	m	
	Considero 4 cabos								
Força normal t=0	-14742.30324	-14585.174	-14423.93104	-14244.02575	-14062.76029	-13862.22033	Para t=0	kN	
Momento para a viga premoldada	955.9132884	-10219.003	-11207.49193	-14815.52442	-16373.42329	-16609.7124	Para t=0	kNm	
Excentricid. para a v. premoldada	-0.064841516	0.70064319	0.77700676	1.040121991	1.164310772	1.1982		m	
CG da armadura a partir do CG da viga completa									
O momento de protensão para a viga completa leva em conta que o CG da viga se elevou									
Momento p0 para a viga completa	-4433.872777	-19744.581	-20627.76129	-24118.29764	-25557.81204	-25663.12849	Para t=0	kNm	
Excentricidade para a viga completa	0.300758484	1.35374319	1.43010676	1.693221991	1.817410772	1.8513		m	
Valores referentes a Δp com perdas 15%									
Força normal t= ∞ Δp	2211.345486	2187.77616	2163.589656	2136.603862	2109.414044	2079.333049	Para t= ∞	kN	
Momento prot. Δp Δp	665.0809165	2961.68708	3094.164193	3617.744646	3833.671806	3849.469274	Para t= ∞	kNm	
Valores para o dimensionamento a cortante somente na viga completa pata t= ∞									
Cortante para t= ∞	-1705.67837	-1357.9394	-965.0082758	-687.4638014	-260.7782253	0	Para t= ∞	kN	
d	1.650158484	2.54744319	2.62380676	2.886921991	3.011110772	3.045		m	
θ	35 °								
cot θ	1.428148								

Tabela 21 – Verificação do ELU à flexão - parte 1 – Alternativa 1/12

Verificação do ELU à flexão			M/z + Vd, red*cot θ/2							
			Considero 4 cabos							
			1	2		3	4	5	6	
Md			421.65	16166.49		28371	37151.205	41820.375	44140.095	kNm
d			1.650158484	2.54744319		2.62380676	2.886921991	3.011110772	3.045	m
z			1.618805473	2.48630456		2.558211591	2.814748941	2.935833003	2.814748941	m
Md/z			260.4698384	6502.2163		11090.16944	13198.76329	14244.80717	15681.71653	kN
Vd, red			3120.424467	2448.21952		2018.767552	1518.137579	1277.314597	739.2	kN
Vd, red*cot θ/2			2228.213992	1748.20991		1441.549428	1084.062579	912.097148	527.8435033	kN
Força de tração no ELU			2488.68383	8250.42621		12531.71886	14282.82587	15156.90432	16209.56003	
Força disponível			13323.13043	13323.1304		13323.13043	13323.13043	13323.13043	13323.13043	kN
Verificação no apoio- Seção 1										
São considerados 4 cabos embora o quarto cabo esteja muito elevado.						Esta consideração é válida somente para o ELU de flexão.				
Vários parâmetros não foram calculados por não terem sentido.										
d-altura útil				1.65015848	m					
Resta somente a parcela Vd, red*cot θ/2				2228.21399	kN	(a força Md/z=0)				
A força disponível é de				13323.1304	kN					

Tabela 22 – Verificação do ELU à flexão – parte 2– Alternativa 1/12

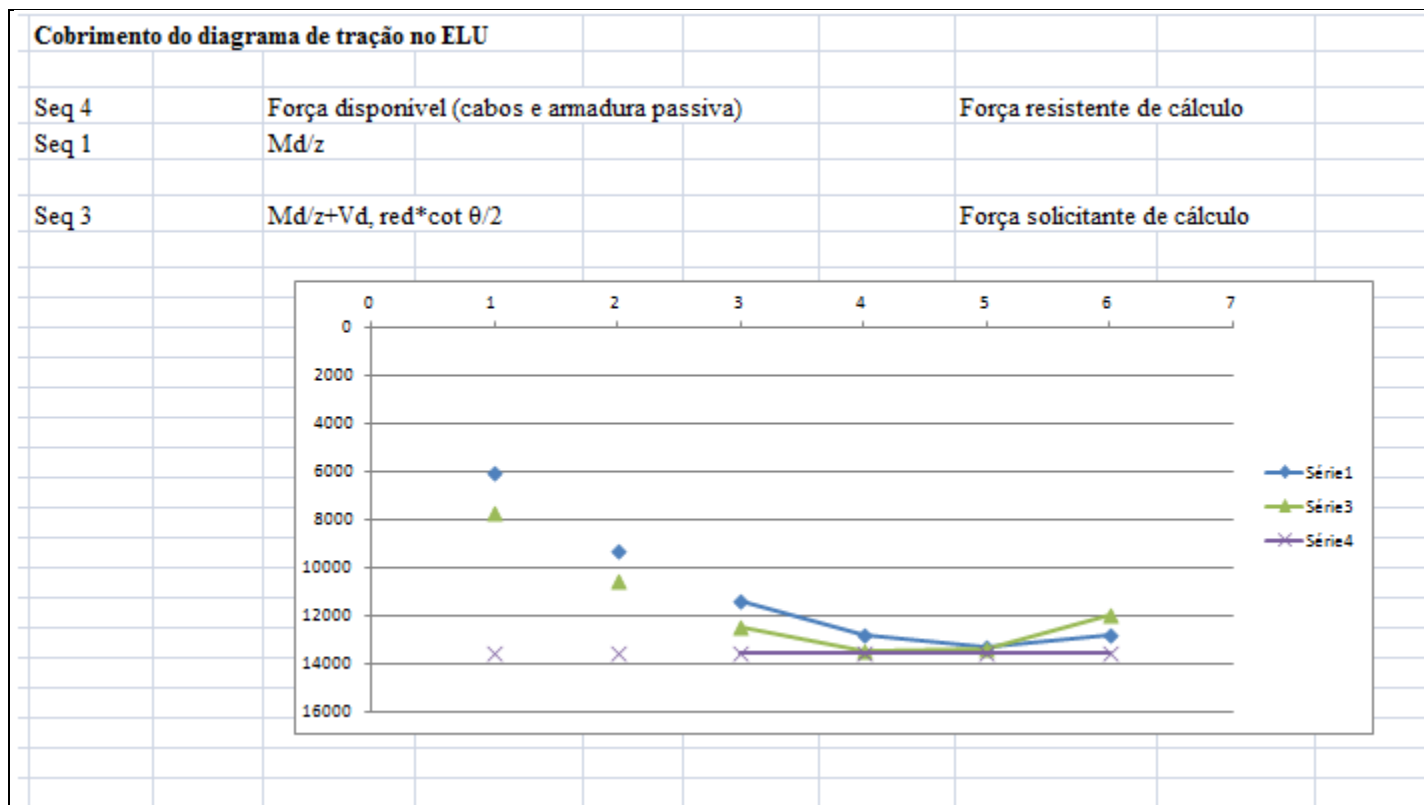


Tabela 23 – Verificação do ELU à flexão - parte 3 – Alternativa 1/12

5.8 Dimensionamento ao Cisalhamento no ELU

Com as planilhas disponibilizadas pelo professor Ernani Diaz, B., foi feito o dimensionamento ao cisalhamento no ELU, conforme item 17.4.2.3 da NBR 6118 [8]:

a) Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_d \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2 \theta \cdot (\cot \alpha + \cot \theta)$$

$$\alpha_{V2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \text{ [MPa]}$$

b) Cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

$$V_c = V_{c1} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_d}\right) \leq 2 \cdot V_{c1}$$

$$V_{c1} = \frac{(V_{Rd2} - V_{d,red}) \cdot V_{c0}}{(V_{Rd2} - V_{c0})}$$

$$V_{c0} = 0,60 \cdot f_{tcd} \cdot b_{w,red} \cdot d$$

$$f_{tcd} = \frac{0,70 \cdot 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}}{1,4}$$

$$b_{w,red} = b_w - \frac{\phi_{bainha}}{2}$$

Dimensionamento ao cisalhamento no ELU-Item 17.4.2.3 da NBR6118					
Notar que para o cálculo do cisalhamento o número de cabos na seção 1 é de 4 cabos. Isto é o cortante de protensão precisa levar em conta os 4 cabos					
Parâmetros					
Aço dos estribos		434783	kPa		
fck		40000	kPa		
fcd		28571.4	kPa		
θ		35	°		
θ		0.61087	rad		
cot θ		1.42815			
s	espaçamento entre estribos	0.2	m		
np	Número de pernas	2		Trecho usual.	
np	Número de pernas	4		No trecho de variação de alma	
αv_2		0.84			
bw		0.26	m	Trecho usual.	
Bainha dos cabos		0.095	m		
bw, red		0.2125	m	Trecho usual.	
fctm		3508.73	kPa		
fctk,inf		2456.11	kPa		
fctd		1754.37	kPa		
Inercia		2.797	m ⁴	Trecho usual.	viga completa
Zinf		1.986	m	Trecho usual.	viga completa
W,inf		1.408	m ³	Trecho usual.	viga completa
Area		2.093	m ²	Trecho usual.	viga completa
Inercia		3.424	m ⁴	No apoio	viga completa
Zinf		1.831	m	No apoio	viga completa
W,inf		1.870	m ³	No apoio	viga completa
Area		3.425	m ²	No apoio	viga completa
Inercia		1.356	m ⁴	Trecho usual.	viga premoldada
Zinf		1.336	m	Trecho usual.	viga premoldada
W,inf		1.015	m ³	Trecho usual.	viga premoldada
Area		1.316	m ²	Trecho usual.	viga premoldada
Inercia		1.887	m ⁴	No apoio	viga premoldada
Zinf		1.465	m	No apoio	viga premoldada
W,inf		1.288	m ³	No apoio	viga premoldada
Area		2.637	m ²	No apoio	viga premoldada
A seção de dimensionamento de estribos fica a d/2 do apoio. Considerado				0.825079242 m	1.650158484 (d na seção1)
A alma precisa ser verificada depois do apoio, aproximadamente a verificação será feita no eixo do apoio.					
O vão é de	38.2 m	Portanto a seção crítica para os estribos está a uma proporção de			0.275026414

Tabela 24 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU - parte 1 – Alternativa 1/12

			Com 4 cabos								
			Apoio	Seção para os estribos			Os valores da seção de dimensionamento serão interpolados				
			Seção 1	secao d/	secao 2		secao 3	secao 4	secao 5	secao 6	
Vd			4655.535	4384.59	3670.365		2887.275	2136.855	1512.015	739.2	kN
Vpd	Para t=∞		-1705.67837	-1610	-1357.9394		-965.0082758	-687.4638014	-260.7782253	0	kN
Vd, red			3120.424467	2935.55	2448.21952		2018.767552	1518.137579	1277.314597	739.2	kN
d			1.650158484	1.89694	2.54744319		2.62380676	2.886921991	3.011110772	3.045	m
Verificação do VRd2											
bw			0.9	0.9	0.26		0.26	0.26	0.26	0.26	m
			Cabo passa pela alma	Cabo passa pela alma	Cabo passa pela alma		Cabo não passa pela alma	Cabo não passa pela alma	Cabo não passa pela alma	Cabo não passa pela alma	Cabo não passa pela alma
bw,red			0.8525	0.8525	0.2125		0.26	0.26	0.26	0.26	m
VRd2			8566.055159	9847.09	3296.28129		4153.995454	4570.557942	4767.172891	4820.826118	kN
Vd, red			3120.424467	2935.55	2448.21952		2018.767552	1518.137579	1277.314597	739.2	Está bem kN
Vc0			1480.784526	1702.23	569.816821		718.086923	790.0966492	824.0847999	833.3596489	kN
Vc1, provisório			1138.108349	1444.48	177.240476		446.2514705	637.9399005	729.3621414	853.0385234	kN
Vc1			1138.108349	1444.48	177.240476		446.2514705	637.9399005	729.3621414	833.3596489	kN
W,inf VC			1.870216685	1.76503	1.40818221		1.408182212	1.408182212	1.408182212	1.408182212	m3
Area VC			3.425	3.12143	2.0933		2.0933	2.0933	2.0933	2.0933	m2
W,inf VP			1.287735	1.22563	1.015		1.015	1.015	1.015	1.015	
Area VP			2.637	2.33621	1.316		1.316	1.316	1.316	1.316	

Tabela 25 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU - parte 2 – Alternativa 1/12

			Para 4 cabos															
Fp0	Para t=0		-14742.30	-14699	-14585.174		-14423.93104	-14244.02575	-14062.76029	-13862.22033	Para t=0	kN	Aqui foi considerada a Seção 1 correta					
Mp0	Para t=0		955.91	-2117.5	-10219.003		-11207.49193	-14815.52442	-16373.42329	-16609.7124	Para t=0	kNm	Com variação de CG na seção 1					
Fp∞	Para t=∞		-12530.96	-12494	-12397.398		-12260.34138	-12107.42189	-11953.34625	-11782.88728	Para t=∞		Com variação de CG na seção 1					
ΔFp			2211.35	2204.86	2187.77616		2163.589656	2136.603862	2109.414044	2079.333049			Com variação de CG na seção 1					
Δe			0.37	0.38939	0.452		0.452	0.452	0.452	0.452			Diferença entre CG					
e			0.30	0.53508	1.15264319		1.22900676	1.492121991	1.616310772	1.6502			Com variação de CG na seção 1					
ΔFp*e			665.16	1175.77	2521.7253		2659.066313	3188.073609	3409.468642	3431.315398								
Tensão com 0.9			-3462.15	-7044	-16485.69		-17174.58	-19924.49	-21052.19	-21123.52		kPa	Tensão inf para 0.9Np∞ e 0.9Mp∞					
M0			6474.97	12432.8	23214.8608		24184.93762	28057.31765	29645.31428	29745.76602		kNm	Item 17.4.2.3					
Msd,max			421.65	4751.9	16166.49		28371	37151.205	41820.375	44140.095		kNm						
1+M0/Msdmax			99999999.00	3.61639	2.43598646		1.852452773	1.755219586	1.708872512	1.673894472								
Limitado a 2			2.00	2	2		1.852452773	1.755219586	1.708872512	1.673894472								
Vc			2276.22	2888.95	354.480952		826.6597739	1119.724608	1246.386915	1394.95611		kN						
Vsw=Vd,red-Vc		não usar		46.6003	2093.73857		1192.107778	398.4129709	30.9276824	-655.7561097		kN						
Se negativo =0		não usar		46.6003	2093.73857		1192.107778	398.4129709	30.9276824	0		kN						
					Precisa 4 pernas													
Ordenada para traçado do diagrama			0	0.82508	3.82	3.82	7.64	11.46	15.28	19.1		m						
					Descontinuidade de np													
np=numero de pernas			4	4	4	2	2	2	2	2								
Asw/s necessária			#VALOR!	4.4E-05	0.00146999	0.00146999	0	0	0	0		m2/m						
s			0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2		m						
As/s mínima			0.001263145	0.00126	0.00036491	0.00036491	0.000364908	0.000364908	0.000364908	0.000364908		m2/m	item 17.5.1.2					
As/s critico			#VALOR!	0.00126	0.00146999	0.00146999	0.000364908	0.000364908	0.000364908	0.000364908		m2/m						
Area de uma perna			#VALOR!	6.3E-05	7.3499E-05	0.000147	3.64908E-05	3.64908E-05	3.64908E-05	3.64908E-05		m2						
Bitola			#VALOR!	0.00897	0.00967379	0.0136808	0.006816274	0.006816274	0.006816274	0.006816274		m						
Obs: Na seção 2 houve necessidade de colocar dois estribos juntos porque o cabo diminui muito a area da alma.																		
Ordenada para traçado do diagrama			0	0.82508	3.82		7.64	11.46	15.28	19.1		m						

Tabela 26 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU- parte 3 – Alternativa 1/12

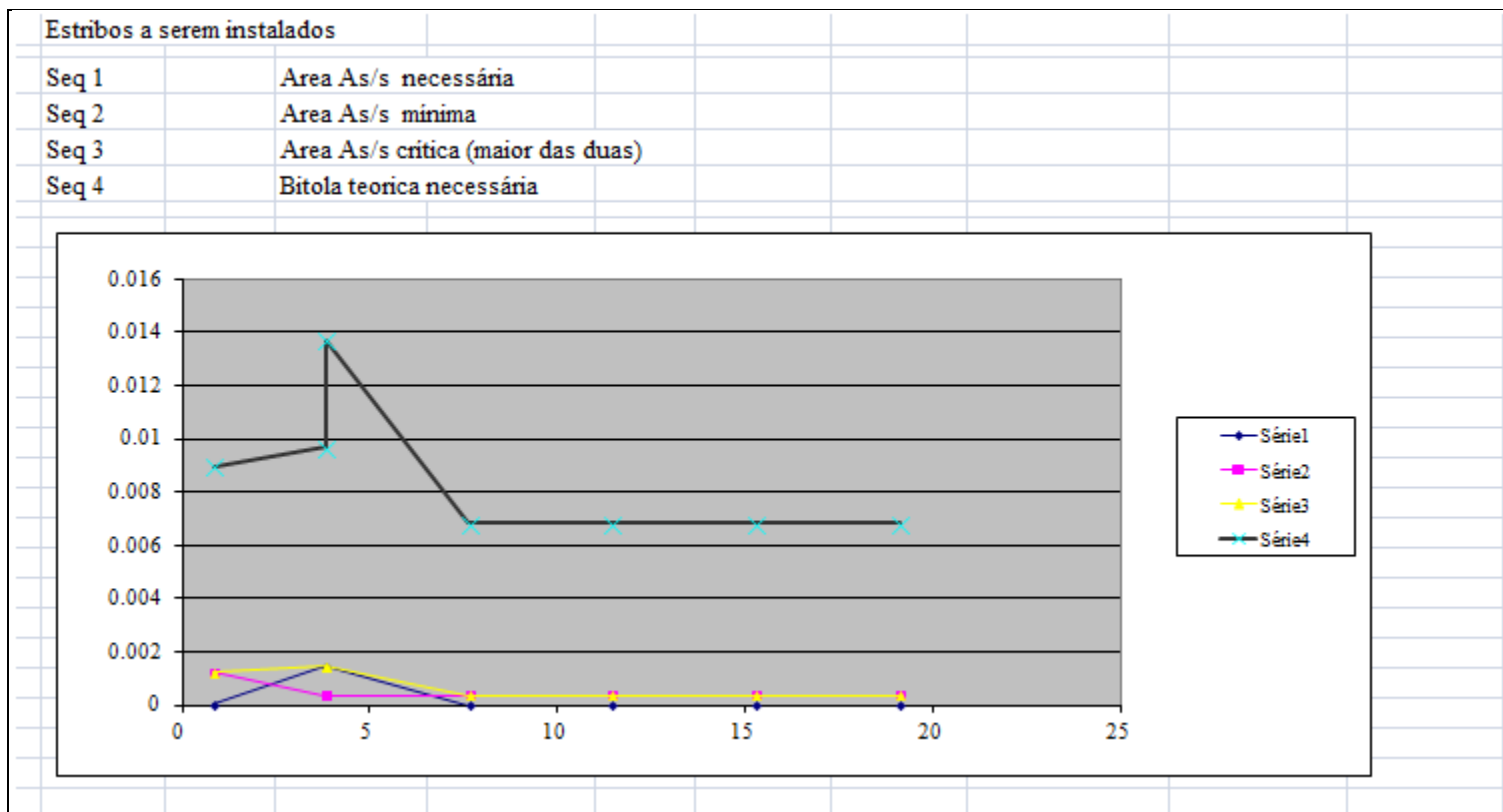


Tabela 27 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU - parte 4 – Alternativa 1/12

5.9 Verificação de Tensões

Na verificação de tensões foram verificados os seguintes casos:

a) Caso para 1.1p0+g1

Nesta combinação deve-se verificar se a seção suporta a situação crítica quando da protensão inicial. Ver item 17.2.4.3.2 da NBR 6118 [8]. A tensão no concreto não pode ultrapassar $0.7 \cdot f_{cj,k}$ (resistência no dia da protensão).

Como foi utilizado um concreto com $t = 7$ dias, a resistência à compressão ainda não atingiu 40 MPa. De acordo com o item 12.3.3 da NBR 6118 [8], a resistência no dia da protensão, para uma idade de 7 dias, é de 32.7 MPa. Assim a tensão no concreto não pode ultrapassar $0.7 \cdot 32.7 \text{ MPa} = 22.9 \text{ MPa}$ nesta fase.

As tensões de tração não podem ultrapassar $1.2 \cdot f_{ctm}$ na data da protensão. As tensões de tração precisam ser resistidas por armadura dimensionadas no estágio II com tensões de 250 MPa (ver item 17.2.4.3.2 da NBR 6118 [8]).

b) Combinações Frequentes

Segundo tabelas 11.4 e 13.3 da NBR 6118 [8] e tabela 6 da NBR 8681 [13], para as combinações frequentes de ferrovias não especializadas: $p_0 + g + 0.7 \cdot q$ e $p_{\infty} + g + 0.7 \cdot q$, o estado limite de descompressão (ELS-D) não pode ser atingido. Isto é, não pode haver tensões de tração.

c) Combinações Raras

Segundo tabelas 11.4 e 13.3 da NBR 6118 [8] e tabela 6 da NBR 8681 [12], para as combinações raras de ferrovias não especializadas: $p_0 + g + q$ e $p_{\infty} + g + q$, o estado limite de formação de fissuras não pode ser atingido. Isto é, são permitidas tensões de tração limitadas à tensão de tração na flexão, que segundo itens 3.22 e 8.2.5 da NBR 6118 [8], vale:

Resistência a tração média $f_{ct,m} = 0.3 \cdot 40^{2/3} = 3.509 \text{ MPa}$;

Resistência a tração característica $f_{ct,k} = 0.7 \cdot 3.509 = 2.456 \text{ MPa}$;

Resistência a tração característica à flexão $f_{ct,k, f} = 2.456 / 0.7 = 3.509 \text{ MPa}$ para a verificação do estado limite ELS-F.

Foram verificadas as tensões em todas as seções com o auxílio das planilhas de verificação de tensões disponibilizadas pelo professor Ernani Diaz, B.:

Verificações de tensões		Seção 2												
Dados do problema														
		Seção Inicial							Seção final					
	Altura da viga premoldada	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Dist do CG da V.Prem. ao CG da V. completa	Espessura da laje	Altura da Seção final	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Perdas diferidas estimadas	
	m	m	m	m ⁴	m ²	m	m	m	m	m	m ⁴	m ²		
	2.930	1.594	1.336	1.356	1.316	0.650	0.250	3.180	1.194	1.986	2.797	2.093	0.2088	
Seção Inicial					Área m ²						Premol-sup Wsup[m ³]	Premol-inf Winf[m ³]		
					1.316						0.851	1.015		
Seção Final					Área m ²				Bordo sup. da laje Wsup[m ³]	Bordo inf. da laje W[m ³]	Premol-sup W[m ³]	Premol-inf Winf[m ³]		
					2.093				2.343	2.964	2.964	1.408		
Tensões parciais na Seção Inicial														
		e m	N kN	M kNm					σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc no CG dos cabos kPa	
g1				2359.2		-14553.95067					-2772	2324		g1
p0		0.678	-14554	-9861.86		-9861.861784					525	-20778		p0-inicial
g2				1181							-1387	1164		g2

Tabela 28 – Verificação de tensões na seção 2 - parte 1 – Alternativa 1/12

Tensões parciais na Seção Final														
g3				1546.2					-660	-522	-522	1098		g3
qmin				0					0	0	0	0		qmin
qmax				6199.9					-2646	-2092	-2092	4403		qmax
Δp		1.327	3038.865	4034.024	(perdas de protensão na seção complet				-270	91	91	4316		Δp
Combinações de tensões														
1.1p0+g1											-2194	-20531		1.1p0+g1
p0+g1											-2247	-18453	-14809	No ELU
p0+g1+g2											-3634	-17290		0,7 fck = -28000
p0+g1+g2+g3									-660	-522	-4156	-16192	-13485	p0+g1+g2+g3
p0+g+qmin									-660	-522	-4156	-16192		Permanente
p0+g+qmax									-3306	-2613	-6247	-11789		Não exigido
p0+g+0.7*qmin									-660	-522	-4156	-16192		Não exigido
p0+g+0.7*qmax									-2512	-1986	-5620	-13110		Descompressão
p0+g+qmin									-660	-522	-4156	-16192		Descompressão
p0+g+qmax									-3306	-2613	-6247	-11789		Formação de fissuras
p∞=p0+Δp									-270	91	616	-16461		Formação de fissuras
p∞+g1+g2+g3									-930	-431	-4065	-11875		p∞=p0+Δp
p∞+g+qmin									-930	-431	-4065	-11875		Não existe isolado
p∞+g+qmax									-3575	-2523	-6157	-7472		Permanente
p∞+g+0.7*qmin									-930	-431	-4065	-11875		p∞+g1+g2+g3
p∞+g+0.7*qmax									-2782	-1895	-5529	-8793		Não exigido
p∞+g+qmin									-930	-431	-4065	-11875		p∞+g+qmin
p∞+g+qmax									-3575	-2523	-6157	-7472		Não exigido
Obs: Os esforços de fluência não foram considerados														

Tabela 29 – Verificação de tensões na seção 2 - parte 2 – Alternativa 1/12

Verificações de tensões		Seção 3												
Dados do problema														
		Seção Inicial								Seção final				
	Altura da viga premoldada	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Dist do CG da V.Prem. ao CG da V. completa	Espessura da laje	Altura da Seção final	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Perdas diferidas estimadas	
	m	m	m	m ⁴	m ²	m	m	m	m	m	m ⁴	m ²		
	2.930	1.594	1.336	1.356	1.316	0.650	0.250	3.180	1.194	1.986	2.797	2.093	0.2098	
Seção Inicial					Área m ²						Premol-sup Wsup[m ²]	Premol-inf Winf[m ²]		
					1.316						0.851	1.015		
Seção Final					Área m ²				Bordo sup. da laje Wsup[m ²]	Bordo inf da laje W[m ²]	Premol-sup W[m ²]	Premol-inf Winf[m ²]		
					2.093				2.343	2.964	2.964	1.408		
Tensões parciais na Seção Inicial														
		e m	N kN	M kNm					σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc no CG dos cabos kPa	
g1				4035.6							-4741	3976		g1
p0		0.759	-14401.2	-10933.3							1900	-21717		p0-inicial
g2				2098.3							-2465	2067		g2

Tabela 30 – Verificação de tensões na seção 3 - parte 1 – Alternativa 1/12

Tensões parciais na Seção Final															
g3				2748.1					-1173	-927	-927	1952	g3		
qmin				0					0	0	0	0	qmin		
qmax				10920.2					-4660	-3684	-3684	7755	qmax		
Δp	1.409	3021.381	4257.319	(perdas de protensão na seção completa					-373	7	7	4467	Δp		
Combinações de tensões															
1.1p0+g1											-2651	-19913	1.1p0+g1	No ELU	1,2 fctm = 4211
p0+g1											-2841	-17741	-14806	p0+g1	0,7 fck = -28000
p0+g1+g2											-5306	-15674		p0+g1+g2	
p0+g1+g2+g3									-1173	-927	-6234	-13722	-12247	p0+g1+g2+g3	Permanente
p0+g+qmin									-1173	-927	-6234	-13722		p0+g+qmin	Não exigido
p0+g+qmax									-5833	-4611	-9918	-5967		p0+g+qmax	Não exigido
p0+g+0.7*qmin									-1173	-927	-6234	-13722		p0+g+0.7*qmin	Descompressão
p0+g+0.7*qmax									-4435	-3506	-8812	-8294		p0+g+0.7*qmax	Descompressão
p0+g+qmin									-1173	-927	-6234	-13722		p0+g+qmin	Formação de fissuras
p0+g+qmax									-5833	-4611	-9918	-5967		p0+g+qmax	Formação de fissuras
p∞=p0+Δp									-373	7	1907	-17251		p∞=p0+Δp	Não existe isolado
p∞+g1+g2+g3									-1546	-920	-6227	-9256		p∞+g1+g2+g3	Permanente
p∞+g+qmin									-1546	-920	-6227	-9256		p∞+g+qmin	Não exigido
p∞+g+qmax									-6206	-4604	-9911	-1501		p∞+g+qmax	Não exigido
p∞+g+0.7*qmin									-1546	-920	-6227	-9256		p∞+g+0.7*qmin	Descompressão
p∞+g+0.7*qmax									-4808	-3499	-8805	-3827		p∞+g+0.7*qmax	Descompressão
p∞+g+qmin									-1546	-920	-6227	-9256		p∞+g+qmin	Formação de fissuras
p∞+g+qmax									-6206	-4604	-9911	-1501		p∞+g+qmax	Formação de fissuras
Obs: Os esforços de fluência não foram considerados															

Tabela 31 – Verificação de tensões na seção 3 - parte 2 – Alternativa 1/12

Verificações de tensões		Seção 4												
Dados do problema														
		Seção Inicial								Seção final				
	Altura da viga premoldada	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Dist do CG da V.Prem. ao CG da V. completa	Espessura da laje	Altura da Seção final	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Perdas diferidas estimadas	
	m	m	m	m ⁴	m ²	m	m	m	m	m	m ⁴	m ²		
	2.930	1.594	1.336	1.356	1.316	0.650	0.250	3.180	1.194	1.986	2.797	2.093	0.2098	
Seção Inicial					Área m ²						Premol-sup Wsup[m ³]	Premol-inf Winf[m ³]		
					1.316						0.851	1.015		
Seção Final					Área m ²				Bordo sup. da laje Wsup[m ³]	Bordo inf. da laje W[m ³]	Premol-sup W[m ³]	Premol-inf Winf[m ³]		
					2.093				2.343	2.964	2.964	1.408		
Tensões parciais na Seção Inicial														
		e	N	M					σc	σc	σc	σc	σc no CG dos cabos	
		m	kN	kNm					kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	
g1				5234.8							-6150	5158		g1
p0		1.036	-14228.5	-14736.2							6499	-25333		p0-inicial
g2				2754.6							-3236	2714		g2

Tabela 32 – Verificação de tensões na seção 4 - parte 1 – Alternativa 1/12

Tensões parciais na Seção Final														
g3				3607.9				-1540	-1217	-1217	2562	g3		
qmin				0				0	0	0	0	qmin		
qmax				14329.9				-6115	-4834	-4834	10176	qmax		
Δp	1.686	2985.142	5031.607	(perdas de protensão na seção completa)				-721	-271	-271	4999	Δp		
Combinações de tensões														
1.1p0+g1										999	-22709	1.1p0+g1	No ELU	1,2 fctm = 4211
p0+g1										349	-20175	-18068	p0+g1	0,7 fck = -28000
p0+g1+g2										-2887	-17461		p0+g1+g2	
p0+g1+g2+g3								-1540	-1217	-4105	-14899	-13791	p0+g1+g2+g3	Permanente
p0+g+qmin								-1540	-1217	-4105	-14899		p0+g+qmin	Não exigido
p0+g+qmax								-7655	-6052	-8939	-4723		p0+g+qmax	Não exigido
p0+g+0.7*qmin								-1540	-1217	-4105	-14899		p0+g+0.7*qmin	Descompressão
p0+g+0.7*qmax								-5820	-4601	-7489	-7776		p0+g+0.7*qmax	Descompressão
p0+g+qmin								-1540	-1217	-4105	-14899		p0+g+qmin	Formação de fissuras
p0+g+qmax								-7655	-6052	-8939	-4723		p0+g+qmax	Formação de fissuras
p∞=p0+Δp								-721	-271	6227	-20334		p∞=p0+Δp	Não existe isolado
p∞+g1+g2+g3								-2261	-1489	-4376	-9900		p∞+g1+g2+g3	Permanente
p∞+g+qmin								-2261	-1489	-4376	-9900		p∞+g+qmin	Não exigido
p∞+g+qmax								-8376	-6323	-9211	276		p∞+g+qmax	Não exigido
p∞+g+0.7*qmin								-2261	-1489	-4376	-9900		p∞+g+0.7*qmin	Descompressão
p∞+g+0.7*qmax								-6541	-4873	-7760	-2777		p∞+g+0.7*qmax	Descompressão
p∞+g+qmin								-2261	-1489	-4376	-9900		p∞+g+qmin	Formação de fissuras
p∞+g+qmax								-8376	-6323	-9211	276		p∞+g+qmax	Formação de fissuras
Obs: Os esforços de fluência não foram considerados														

Tabela 33 – Verificação de tensões na seção 4 - parte 2 – Alternativa 1/12

Verificações de tensões		Seção 5												
Dados do problema														
		Seção Inicial							Seção final					
	Altura da viga premoldada	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Dist do CG da V.Prem. ao CG da V. completa	Espessura da laje	Altura da Seção final	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Perdas diferidas estimadas	
	m	m	m	m ⁴	m ²	m	m	m	m	m	m ⁴	m ²		
	2.930	1.594	1.336	1.356	1.316	0.650	0.250	3.180	1.194	1.986	2.797	2.093	0.2088	
Seção Inicial					Área m ²						Premol-sup Wsup[m ³]	Premol-inf Winf[m ³]		
					1.316						0.851	1.015		
Seção Final					Área m ²				Bordo sup. da laje Wsup[m ³]	Bordo inf. da laje Winf[m ³]	Premol-sup W[m ³]	Premol-inf Winf[m ³]		
					2.093				2.343	2.964	2.964	1.408		
Tensões parciais na Seção Inicial														
		e m	N kN	M kNm					σ _c kPa	σ _c kPa	σ _c kPa	σ _c kPa	σ _c no CG dos cabos kPa	
g1				5874		-14053.074					-6901	5788		g1
p0		1.160	-14053	-16303		-16303.122					8473	-26744		p0-inicial
g2				3104.3							-3647	3059		g2

Tabela 34 – Verificação de tensões na seção 5 - parte 1 – Alternativa 1/12

Tensões parciais na Seção Final																	
g3				4066.2						-1735	-1372	-1372	2888		g3		
qmin				0						0	0	0	0		qmin		
qmax				16140.2						-6888	-5445	-5445	11462		qmax		
Δp		1.810	2934.282	5310.994	(perdas de protensão na seção completa)						-865	-390	-390	5173	Δp		
Combinações de tensões																	
1.1p0+g1												2419	-23630		1.1p0+g1	No ELU	1,2 fctm = 4211
p0+g1												1572	-20956	-19600	p0+g1		0,7 fck = -28000
p0+g1+g2												-2075	-17897		p0+g1+g2		
p0+g1+g2+g3										-1735	-1372	-3447	-15010	-14314	p0+g1+g2+g3	Permanente	
p0+g+qmin										-1735	-1372	-3447	-15010		p0+g+qmin	Não exigido	
p0+g+gmax										-8623	-6817	-8892	-3548		p0+g+gmax	Não exigido	
p0+g+0.7*qmin										-1735	-1372	-3447	-15010		p0+g+0.7*qmin	Descompressão	
p0+g+0.7*qmax										-6557	-5183	-7258	-6987		p0+g+0.7*qmax	Descompressão	
p0+g+qmin										-1735	-1372	-3447	-15010		p0+g+qmin	Formação de fissuras	
p0+g+qmax										-8623	-6817	-8892	-3548		p0+g+qmax	Formação de fissuras	
p∞=p0+Δp										-865	-390	8083	-21570		p∞=p0+Δp	Não existe isolado	
p∞+g1+g2+g3										-2600	-1762	-3837	-9837		p∞+g1+g2+g3	Permanente	
p∞+g+qmin										-2600	-1762	-3837	-9837		p∞+g+qmin	Não exigido	
p∞+g+gmax										-9488	-7207	-9282	1625		p∞+g+gmax	Não exigido	
p∞+g+0.7*qmin										-2600	-1762	-3837	-9837		p∞+g+0.7*qmin	Descompressão	
p∞+g+0.7*qmax										-7421	-5573	-7648	-1813		p∞+g+0.7*qmax	Descompressão	
p∞+g+qmin										-2600	-1762	-3837	-9837		p∞+g+qmin	Formação de fissuras	
p∞+g+qmax										-9488	-7207	-9282	1625		p∞+g+qmax	Formação de fissuras	
Obs: Os esforços de fluência não foram considerados																	

Tabela 35 – Verificação de tensões na seção 5 - parte 2 – Alternativa 1/12

Verificações de tensões		Seção 6												
Dados do problema														
		Seção Inicial							Seção final					
	Altura da viga premoldada	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Dist do CG da V.Prem. ao CG da V. completa	Espessura da laje	Altura da Seção final	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Perdas diferidas estimadas	
	m	m	m	m ⁴	m ²	m	m	m	m	m	m ⁴	m ²		
	2.930	1.594	1.336	1.356	1.316	0.650	0.250	3.180	1.194	1.986	2.797	2.093	0.2098	
Seção Inicial					Área m ²						Premol-sup Wsup[m ²]	Premol-inf Winf[m ²]		
					1.316						0.851	1.015		
Seção Final					Área m ²				Bordo sup. da laje Wsup[m ²]	Bordo inf da laje W[m ²]	Premol-sup W[m ²]	Premol-inf Winf[m ²]		
					2.093				2.343	2.964	2.964	1.408		
Tensões parciais na Seção Inicial														
		e m	N kN	M kNm					σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc no CG dos cabos kPa	
g1				6195.3							-7278	6104		g1
p0		1.194	-13850.2	-16537.2							8902	-26820		p0-inicial
g2				3280							-3853	3232		g2

Tabela 36 – Verificação de tensões na seção 6 - parte 1 – Alternativa 1/12

Tensões parciais na Seção Final												
g3			4296.4					-1833	-1449	-1449	3051	g3
qmin			0					0	0	0	0	qmin
qmax			17032.2					-7268	-5746	-5746	12095	qmax
Δp	1.844	2905.78	5357.881	(perdas de protensão na seção completa)				-898	-419	-419	5193	Δp
Combinações de tensões												
1.1p0+g1										2514	-23398	1.1p0+g1
p0+g1										1624	-20716	p0+g1
p0+g1+g2										-2230	-17484	p0+g1+g2
p0+g1+g2+g3								-1833	-1449	-3679	-14433	p0+g1+g2+g3
p0+g+qmin								-1833	-1449	-3679	-14433	p0+g+qmin
p0+g+gmax								-9102	-7196	-9425	-2338	p0+g+gmax
p0+g+0.7*qmin								-1833	-1449	-3679	-14433	p0+g+0.7*qmin
p0+g+0.7*qmax								-6921	-5472	-7702	-5966	p0+g+0.7*qmax
p0+g+qmin								-1833	-1449	-3679	-14433	p0+g+qmin
p0+g+qmax								-9102	-7196	-9425	-2338	p0+g+qmax
p∞=p0+Δp								-898	-419	8482	-21627	p∞=p0+Δp
p∞+g1+g2+g3								-2732	-1869	-4099	-9240	p∞+g1+g2+g3
p∞+g+qmin								-2732	-1869	-4099	-9240	p∞+g+qmin
p∞+g+gmax								-10000	-7615	-9845	2855	p∞+g+gmax
p∞+g+0.7*qmin								-2732	-1869	-4099	-9240	p∞+g+0.7*qmin
p∞+g+0.7*qmax								-7820	-5891	-8121	-774	p∞+g+0.7*qmax
p∞+g+qmin								-2732	-1869	-4099	-9240	p∞+g+qmin
p∞+g+qmax								-10000	-7615	-9845	2855	p∞+g+qmax
Obs: Os esforços de fluência não foram considerados												

Tabela 37 – Verificação de tensões na seção 6 - parte 2 – Alternativa 1/12

5.9.1 Pré - Alongamento dos Cabos

De acordo com a Tabela 32, temos as seguintes tensões de compressão a tempo infinito:

$$\sigma_{\text{inf}} = 9240 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = 4099 \text{ kPa}$$

Considerando a altura útil da seção, a tensão no CG dos cabos também foi calculada, conforme diagrama abaixo:

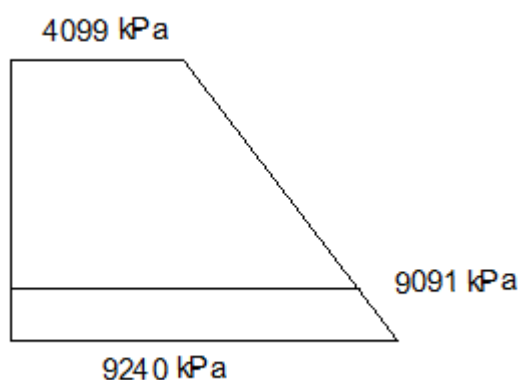


Figura 39 - Diagrama de Tensões na Seção - Alternativa 1/12

De acordo com a tabela 15, a tensão final de protensão é de 1087,88 MPa e segundo o item 3.2.2, calcula-se a as deformações e as respectivas tensões.

$$\varepsilon_s = \frac{1087,88}{195000} = 0,00557$$

$$\varepsilon_s = \frac{9091}{30104,88} = 0,0003$$

A soma das duas deformações é igual a 0,00587.

$$f_{pyk} = 0,90 \cdot f_{ptk} = 0,90 \cdot 1900 = 1710 \text{ MPa}$$

$$f_{pyd} = \frac{1710}{1,15} = 1486 \text{ MPa}$$

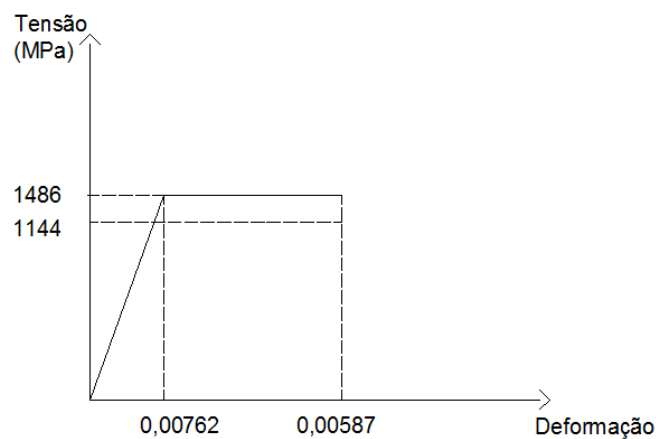


Figura 40 – Gráfico - Tensão x deformação - Alternativa 1/12

Para verificarmos a deformação máxima do aço, calcula-se o fator k_{md} do dimensionamento a flexão:

$$k_{md} = \frac{17040 \text{ kNm}}{3,15 \times 3,0875^2 \times f_{cd}} = 0,02$$

Esse fator permite uma deformação do aço de 10‰. Com isso, a deformação máxima do aço será de 0,01587 m.

Por este ser um valor elevado, o incremento de tensão não será considerado em favor da segurança.

6. Alternativa 2: Relação Altura / Vão 1/11

6.1 Introdução

Para a definição de geometria da viga, foi utilizada a relação entre vão da ponte / altura da viga (com a laje) de 1 / 11.

$$\text{Vãoteórico} = 38,2 \text{ m}$$

$$\text{Altura da viga} = 38,2 / 11 = 3,47 \text{ m}$$

Considerando uma laje de 25 cm, a altura da viga pré-moldada é de 3,22 m.

6.2 Desenhos

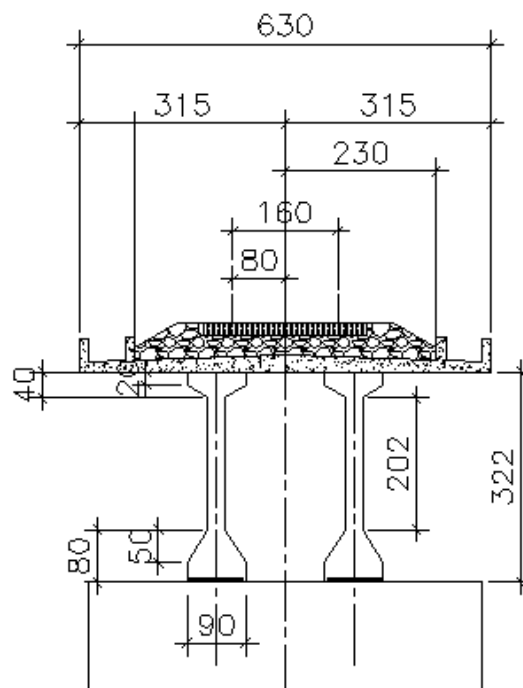


Figura 41 – Seção Transversal no meio do vão – Alternativa 1/11

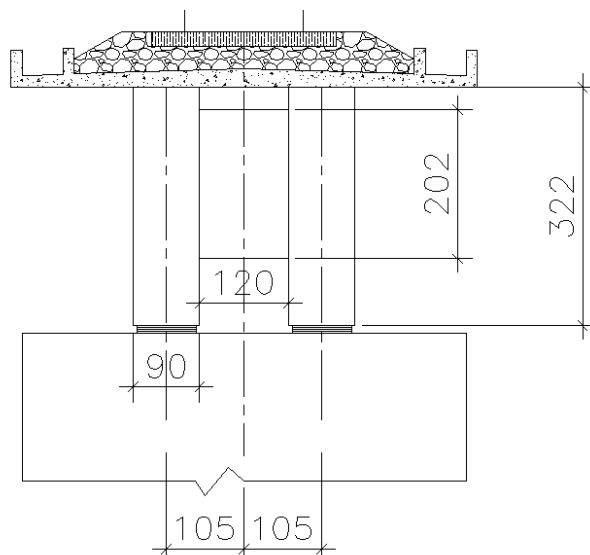


Figura 42 – Seção Transversal no Apoio – Alternativa 1/11

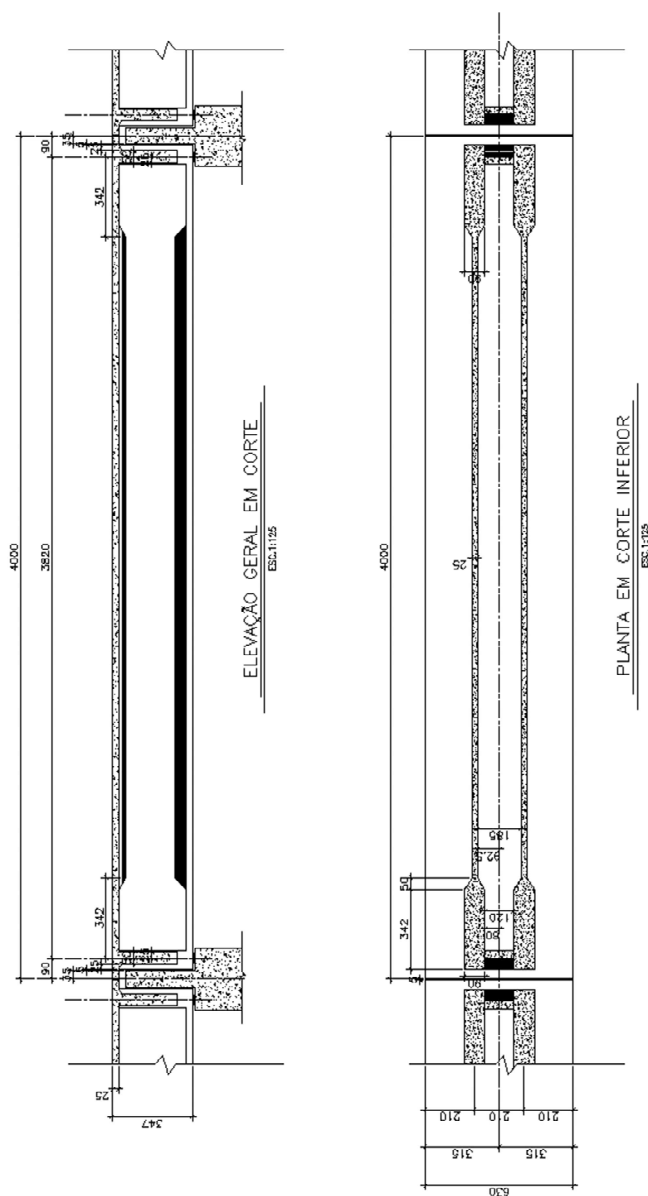


Figura 43- Elevação e planta - Alternativa 1/11

6.3 Modelo Computacional

Foi desenvolvido um modelo computacional em elementos finitos no software SAP2000 v.14.2 [4].

Neste software, foram definidos os materiais utilizados, seções de cada elemento e todos os carregamentos atuantes.

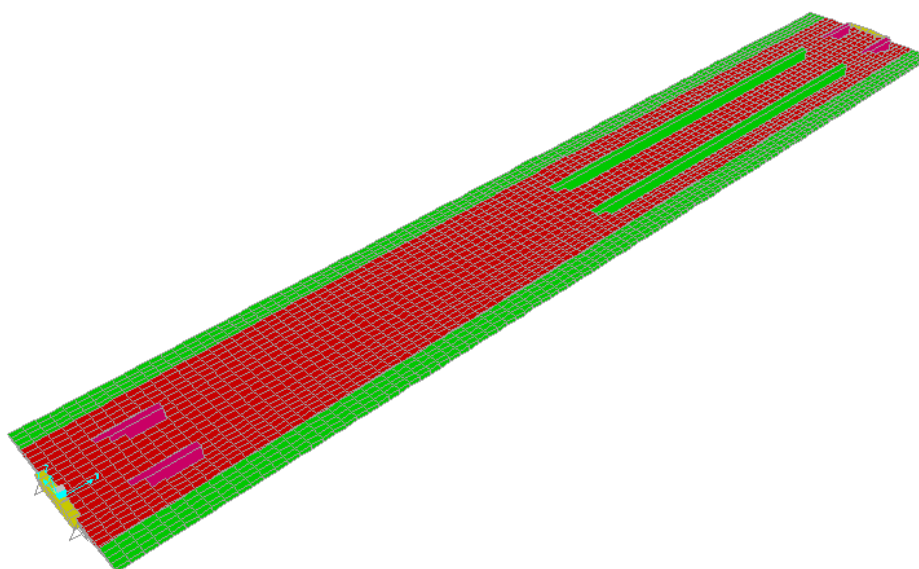


Figura 44 – Vista 3D do modelo– Alternativa 1/11

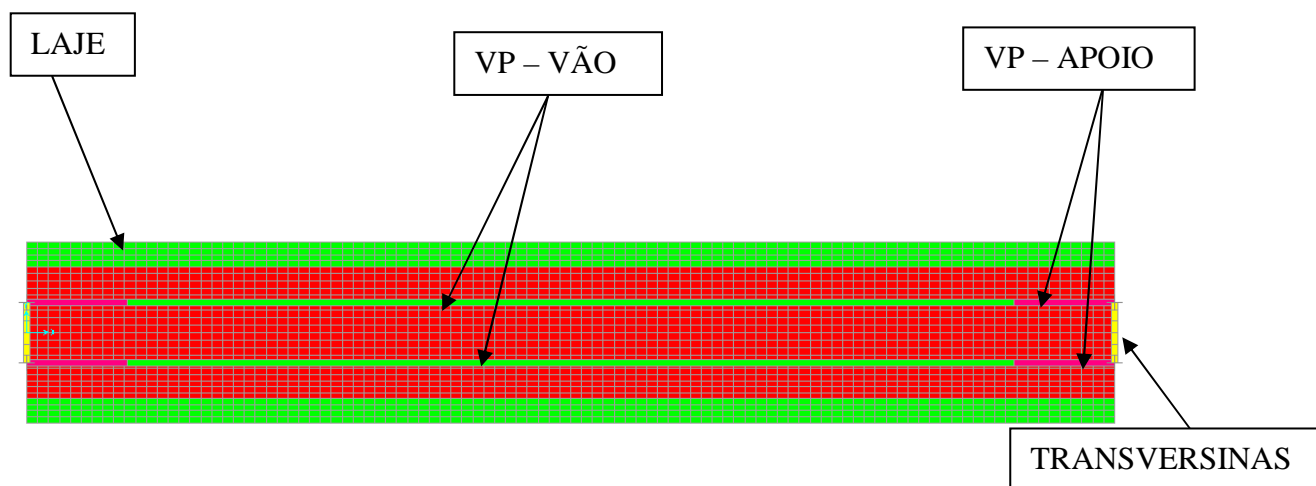


Figura 45 – Vista superior do modelo – Alternativa 1/11

6.3.1 Definição dos Materiais

Os materiais utilizados nesta alternativa foram os mesmos da alternativa anterior, conforme item 5.3.1.

6.3.2 Definição das Propriedades Geométricas das Seções

Para o cálculo das propriedades geométricas das seções, foram utilizadas planilhas desenvolvidas e disponibilizadas por Ernani Diaz, B.. De acordo com o item 5.3.2, temos:

$$A_c = b \times h / (12 + 11 \times v) \times (10 \times (1 + v))$$

Com $v=0,2$ tem-se:

$$A_c = 0,845 \times b \times h$$

E para seções com flanges:

$$A_c = h \times b_w$$

Longarina Usual

$$A_c = 0,30 \times 3,47 = 1,041 \text{ m}^2$$

Longarina no apoio

$$A_c = 0,845 \times 0,90 \times 3,47 = 2,639 \text{ m}^2$$

Transversina de apoio

$$A_c = 0,845 \times 1,20 \times 2,02 = 2,048 \text{ m}^2$$

Com o uso destas planilhas, as seções das vigas no vão e no apoio e das transversinas foram caracterizadas no software SAP2000 v.14.2 [4]:

6.3.2.1 Seção da Viga no Meio do Vão

a) Área, Inércia à Flexão e C.G. da viga pré-moldada

Cálculo de Área, de Inércia e de Centro de Gravidade						
Seção do apoio da viga premoldada						
Elemento	Coord. Z para baixo	Larg. Sup. do Trapézio	Larg. Inf. do Trapézio	Altura do Trapézio	Area	Zlocal
1	0	0.9	0.9	0.2	0.18	0.1
2	0.2	0.9	0.26	0.2	0.116	0.081609
3	0.4	0.26	0.26	2.02	0.5252	1.01
4	2.42	0.3	0.9	0.5	0.3	0.291667
5	2.92	0.9	0.9	0.3	0.27	0.15
6	0				0	0
7	0				0	0
8	0				0	0
9	0				0	0
10	0				0	0
11	0				0	0
12	0				0	0
13	0				0	0
14	0				0	0
15	0				0	0
Total				3.22	1.3912	
Altura	3.22 m					
Área	1.3912 m ²					
Zs	1.74928 m	Distancia do CG ao bordo superior				
Zi	1.47072 m	Distância do CG ao bordo inferior				
Inércia	1.736054 m ⁴					

Tabela 38 – Propriedades da VP no meio do vão – Alternativa 1/11

b) Área, Inércia à Flexão e C.G. da viga completa

Cálculo de Área, de Inércia e de Centro de Gravidade						
Seção do apoio da viga premoldada						
Elemento	Coord. Z para baixo	Larg. Sup. do Trapézio	Larg. Inf. do Trapézio	Altura do Trapézio	Area	Zlocal
1	0	3.15	3.15	0.25	0.7875	0.125
2	0.25	0.9	0.9	0.2	0.18	0.1
3	0.45	0.9	0.26	0.2	0.116	0.081609
4	0.65	0.26	0.26	2.02	0.5252	1.01
5	2.67	0.26	0.9	0.5	0.29	0.295977
6	3.17	0.9	0.9	0.3	0.27	0.15
7	0				0	0
8	0				0	0
9	0				0	0
10	0				0	0
11	0				0	0
12	0				0	0
13	0				0	0
14	0				0	0
15	0				0	0
Total				3.47	2.1687	
Altura	3.47 m					
Área	2.1687 m ²					
Zs	1.314829 m	Distancia do CG ao bordo superior				
Zi	2.155171 m	Distância do CG ao bordo inferior				
Inércia	3.483456 m ⁴					

Tabela 39 – Propriedades da VC no meio do vão – Alternativa 1/11

6.3.2.2 Seção da Viga no Apoio

a) Área, Inércia à Flexão e C.G. da viga pré-moldada

Cálculo de Área, de Inércia e de Centro de Gravidade						
Seção do apoio da viga premoldada						
Elemento	Coord. Z para baixo	Larg. Sup. do Trapézio	Larg. Inf. do Trapézio	Altura do Trapézio	Area	Zlocal
1	0	0.9	0.9	3.22	2.898	1.61
2	0				0	0
3	0				0	0
4	0				0	0
5	0				0	0
6	0				0	0
7	0				0	0
8	0				0	0
9	0				0	0
10	0				0	0
11	0				0	0
12	0				0	0
13	0				0	0
14	0				0	0
15	0				0	0
Total				3.22	2.898	
Altura	3.22 m					
Área	2.898 m ²					
Zs	1.61 m	Distancia do CG ao bordo superior				
Zi	1.61 m	Distância do CG ao bordo inferior				
Inércia	2.503969 m ⁴					

Tabela 40 – Propriedades da VP no apoio – Alternativa 1/11

b) Área, Inércia à Flexão e C.G. da viga completa

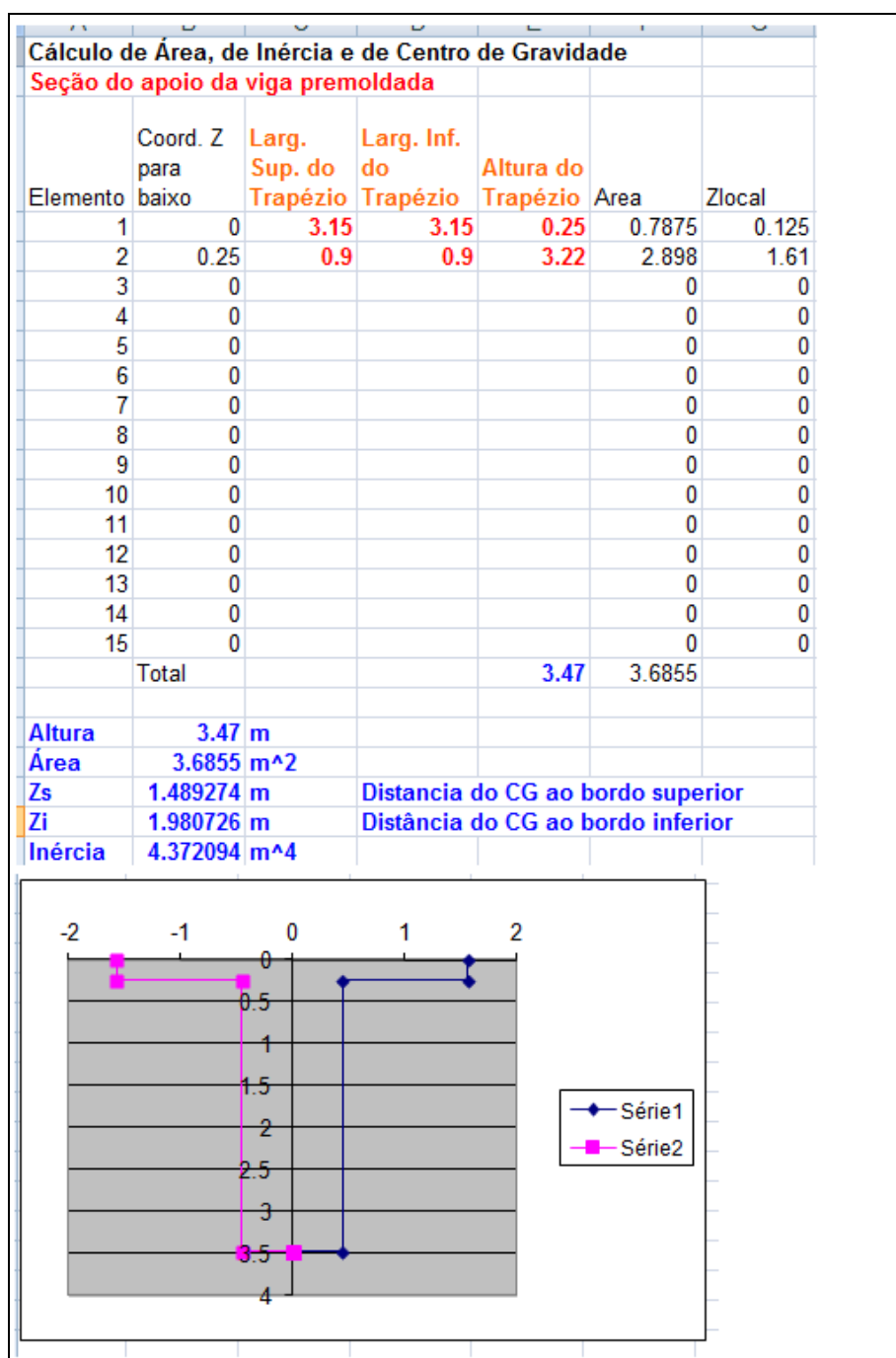


Tabela 41 – Propriedades da VC no apoio – Alternativa 1/11

6.3.2.3 Seção das Transversinas de Apoio

Cálculo de Área, de Inércia e de Centro de Gravidade						
Seção do apoio da viga premoldada						
Elemento	Coord. Z para baixo	Larg. Sup. do Trapézio	Larg. Inf. do Trapézio	Altura do Trapézio	Area	Zlocal
1	0	1.2	1.2	2.02	2.424	1.01
2	0				0	0
3	0				0	0
4	0				0	0
5	0				0	0
6	0				0	0
7	0				0	0
8	0				0	0
9	0				0	0
10	0				0	0
11	0				0	0
12	0				0	0
13	0				0	0
14	0				0	0
15	0				0	0
Total				2.02	2.424	
Altura	2.02 m					
Área	2.424 m ²					
Zs	1.01 m	Distancia do CG ao bordo superior				
Zi	1.01 m	Distância do CG ao bordo inferior				
Inércia	0.824241 m ⁴					

Tabela 42 – Propriedades da transversina no apoio – Alternativa 1/11

6.3.2.4 Inércia a torção

Nome	Tranversina						
Largura maior	Largura menor	Controle	eta3	JT parcial		0.15*JT	
1.2	1.2	1.2	0.140833	0.292032	m^4	0.043805	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
Soma				0.292032	m^4	0.043805	m^4
Nome	Seção usual						
Largura maior	Largura menor	Controle	eta3	JT parcial		0.15*JT	
3.15	0.25	0.25	0.316667	0.015586	m^4	0.002338	m^4
0.9	0.2	0.2	0.286676	0.002064	m^4	0.00031	m^4
0.9	0.2	0.2	0.286676	0.002064	m^4	0.00031	m^4
2.02	0.3	0.3	0.302146	0.016479	m^4	0.002472	m^4
0.9	0.5	0.5	0.217593	0.024479	m^4	0.003672	m^4
0.9	0.3	0.3	0.263405	0.006401	m^4	0.00096	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
Soma				0.067073	m^4	0.010061	m^4
Nome	Seção extrema						
Largura maior	Largura menor	Controle	eta3	JT parcial		0.15*JT	
3.15	0.25	0.25	0.316667	0.015586	m^4	0.002338	m^4
3.22	0.9	0.9	0.274667	0.644749	m^4	0.096712	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
		0	0	0	m^4	0	m^4
Soma				0.660335	m^4	0.09905	m^4

Tabela 43 – Inércia a torção das seções – Alternativa 1/11

Para evitar contar duas vezes a área da laje, o peso e massa das seções da viga protendida no meio e no apoio serão multiplicadas pelo fator redutor k1:

$$k1 = \frac{\text{Área da Viga pré – moldada}}{\text{Área da viga completa}}$$

Resumo das propriedades das Seções Completas

Elemento	Area (m ²)	Inercia a flexão (m ⁴)	Inercia a torcao (m ⁴)	Area de cisalhamento (m ²)
Longarina Usual	2.168700	3.483456	0.010061	1.0410
Longarina apoio	3.685500	4.372094	0.099050	2.4184
Transversina	2.424000	0.824241	0.043805	2.9710
Fatores de Correção				
Longarina Usual	0.641			
Longarina Apoio	0.786			

Tabela 44 – Resumo das propriedades das seções – Alternativa 1/11

A seguir as seções das longarinas e da transversinas definidas no software SAP2000 v.14.2 [4].

The screenshot shows the 'Property Data' dialog box in SAP2000. The 'Section Name' is 'VP'. The 'Properties' section contains the following data:

Property	Value	Property	Value
Cross-section (axial) area	2.1687	Section modulus about 3 axis	1.
Torsional constant	0.0101	Section modulus about 2 axis	1.
Moment of Inertia about 3 axis	3.4835	Plastic modulus about 3 axis	1.
Moment of Inertia about 2 axis	3.4835	Plastic modulus about 2 axis	1.
Shear area in 2 direction	1.041	Radius of Gyration about 3 axis	1.
Shear area in 3 direction	1.041	Radius of Gyration about 2 axis	1.

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 46 – SAP2000 – Seção da viga protendida no vão – parte 1 – Alternativa 1/11

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	0.641
Weight	0.641

OK Cancel

Figura 47 – SAP2000 – Seção da viga protendida no vão – parte 2 – Alternativa 1/11

Property Data

Section Name VP_apoio

Properties

Cross-section (axial) area	3.6855	Section modulus about 3 axis	1.
Torsional constant	0.0991	Section modulus about 2 axis	1.
Moment of Inertia about 3 axis	4.3721	Plastic modulus about 3 axis	1.
Moment of Inertia about 2 axis	4.3721	Plastic modulus about 2 axis	1.
Shear area in 2 direction	2.4184	Radius of Gyration about 3 axis	1.
Shear area in 3 direction	2.4184	Radius of Gyration about 2 axis	1.

OK Cancel

Figura 48 – SAP2000 – Seção da viga protendida no apoio– parte 1 – Alternativa 1/11

Frame Property/Stiffness Modification Factors

Property/Stiffness Modifiers for Analysis

Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	0.786
Weight	0.786

OK Cancel

Figura 49 – SAP2000 – Seção da viga protendida no apoio– parte 2 – Alternativa 1/11

Property Data

Section Name: transversina

Properties

Cross-section (axial) area	2.364	Section modulus about 3 axis	1.
Torsional constant	0.0438	Section modulus about 2 axis	1.
Moment of Inertia about 3 axis	0.7645	Plastic modulus about 3 axis	1.
Moment of Inertia about 2 axis	0.7645	Plastic modulus about 2 axis	1.
Shear area in 2 direction	2.971	Radius of Gyration about 3 axis	1.
Shear area in 3 direction	2.971	Radius of Gyration about 2 axis	1.

OK Cancel

Figura 50 – SAP2000 – Transversina de apoio – Alternativa 1/11

6.3.2.5 Seção da Laje

A laje foi definida em elementos de área com 0,25m de espessura para a parte central e 0,17 m para os balanços.

The screenshot shows the 'Shell Section Data' dialog box for a section named 'Laje'. The 'Type' section has 'Shell - Thin' selected. The 'Material' section shows 'Material Name' as 'C40' and 'Material Angle' as '0'. The 'Thickness' section has 'Membrane' and 'Bending' both set to '0.25'. The 'Concrete Shell Section Design Parameters' section has a 'Modify/Show Shell Design Parameters...' button. The 'Stiffness Modifiers' section has a 'Set Modifiers...' button. The 'Temp Dependent Properties' section has a 'Thermal Properties...' button. The 'Display Color' is set to red.

Figura 51 – SAP2000 – Laje central– Alternativa 1/11

The screenshot shows the 'Shell Section Data' dialog box for a section named 'Laje_balanço'. The 'Type' section has 'Shell - Thin' selected. The 'Material' section shows 'Material Name' as 'C40' and 'Material Angle' as '0'. The 'Thickness' section has 'Membrane' and 'Bending' both set to '0.17'. The 'Concrete Shell Section Design Parameters' section has a 'Modify/Show Shell Design Parameters...' button. The 'Stiffness Modifiers' section has a 'Set Modifiers...' button. The 'Temp Dependent Properties' section has a 'Thermal Properties...' button. The 'Display Color' is set to green.

Figura 52 – SAP2000 – Laje dos balanços– Alternativa 1/11

6.3.3 Carregamentos Atuantes

Os carregamentos atuantes são os mesmos da alternativa 1/12, ou seja, de acordo com o item 5.3.3.

6.3.4 Esforços Solicitantes

Para o cálculo dos esforços solicitantes, o software SAP2000 v14.2 [4] foi utilizado. Os resultados para cada caso estão apresentados a seguir.

6.3.4.1 Cargas Permanentes ($g_1+g_2+g_3$)



Figura 53– Carga g_1 – momento fletor – parte 1 – Alternativa 1/11

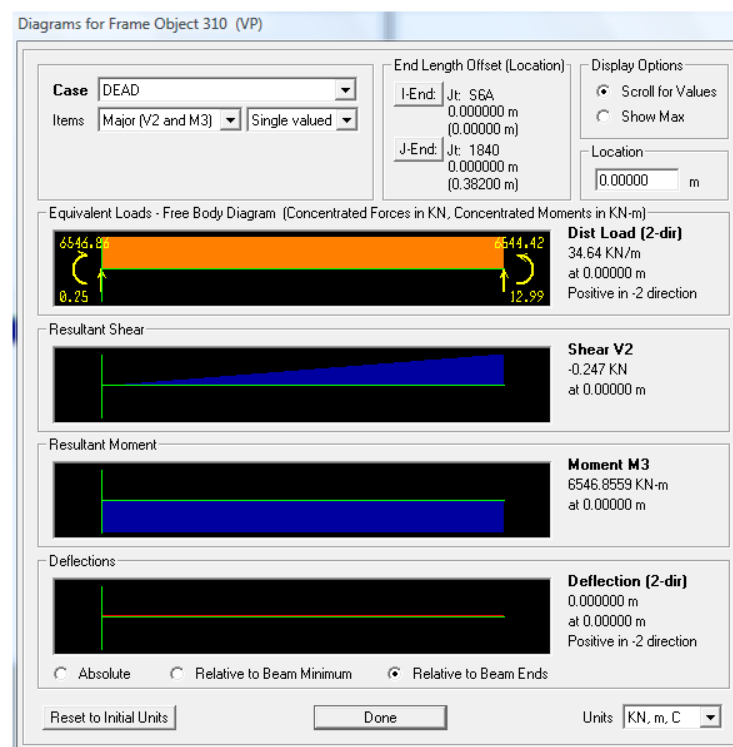


Figura 54 – Carga g_1 – momento fletor – parte 2 - Alternativa 1/11

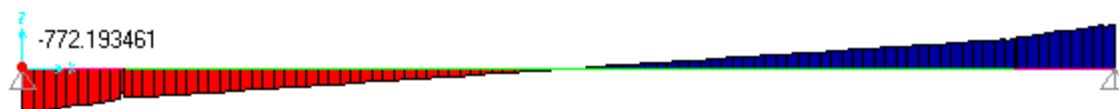


Figura 55 – Carga g1 – esforço cortante – parte 1 – Alternativa 1/11

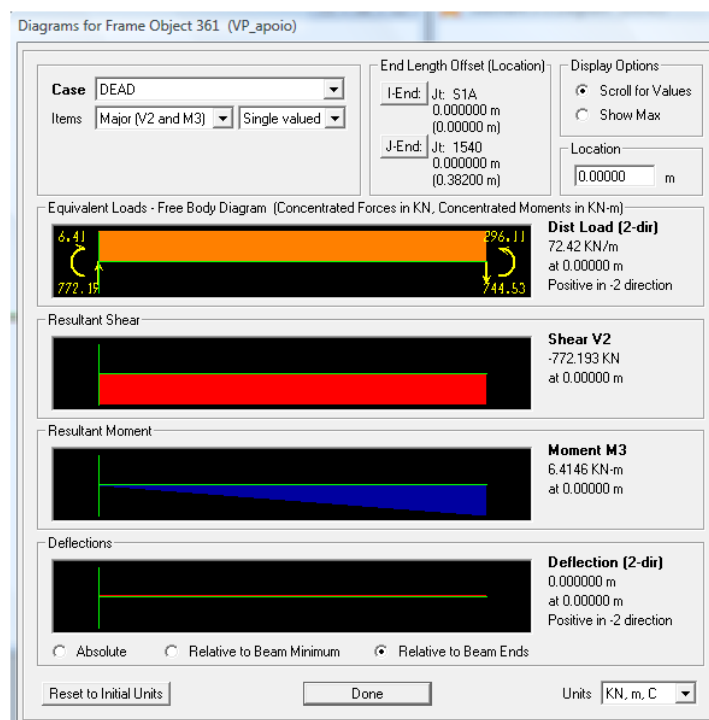


Figura 56 – Carga g1 – esforço cortante – parte 2 – Alternativa 1/11

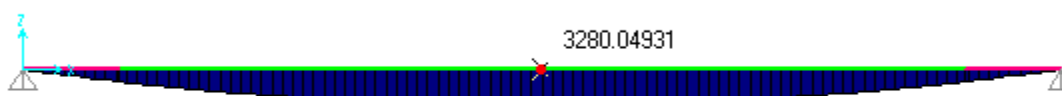


Figura 57 – Carga g2 – momento fletor – parte 1 – Alternativa 1/11

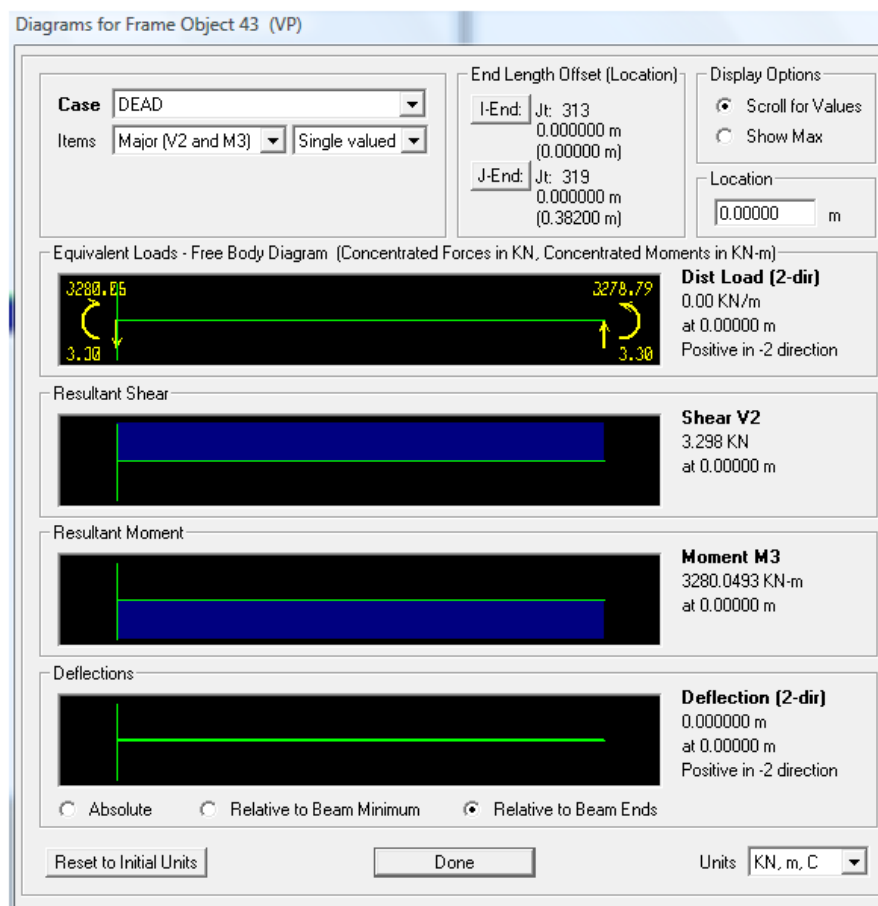


Figura20 – Carga g2 – momento fletor – parte 2 – Alternativa 1/12

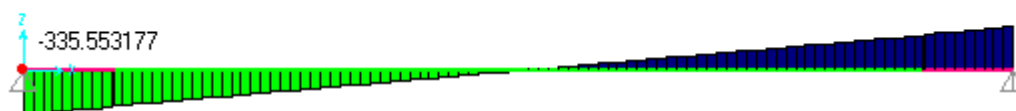


Figura 58 – Carga g2 – esforço cortante – parte 1 – Alternativa 1/11

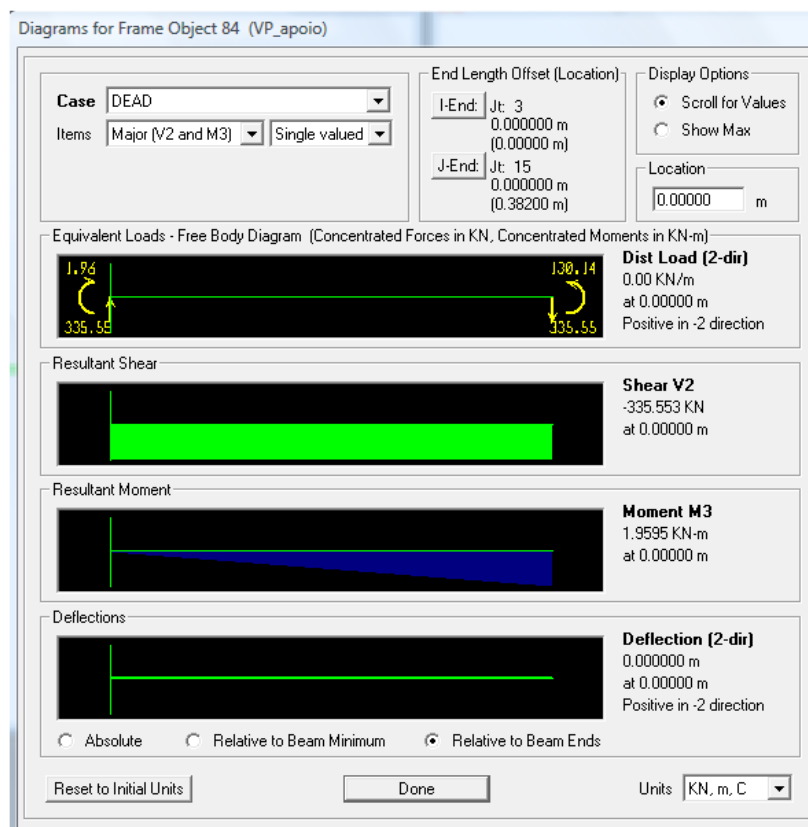


Figura 59 – Carga g2 – esforço cortante – parte 2 – Alternativa 1/11

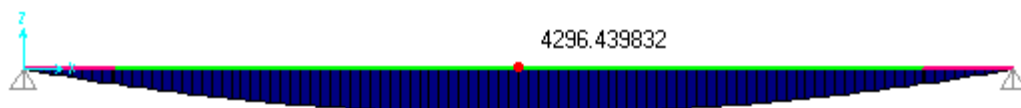


Figura 60 – Carga g3 – momento fletor – parte 1 – Alternativa 1/11

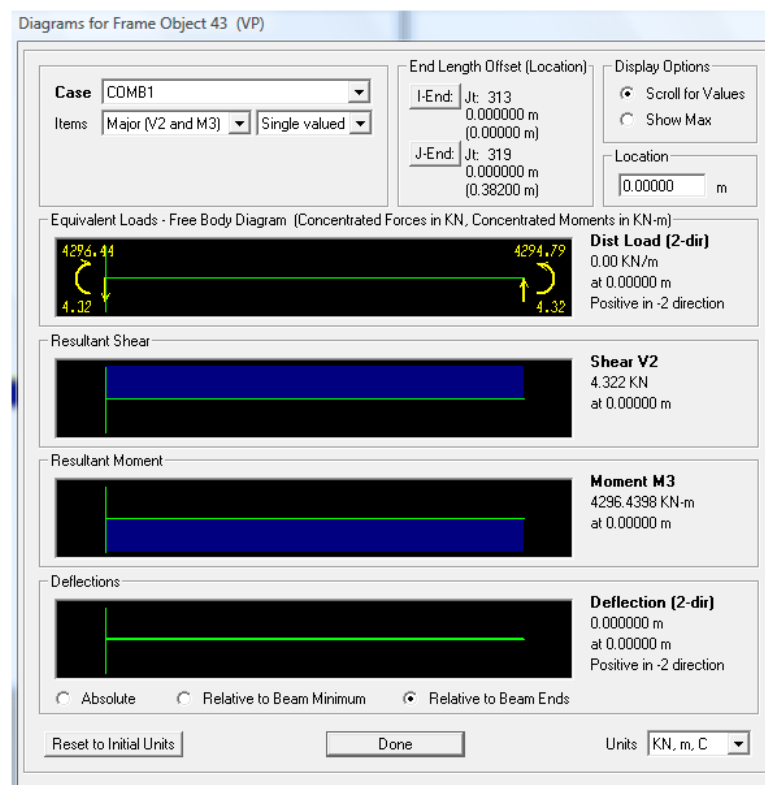


Figura20 – Carga g3 – momento fletor – parte 2 – Alternativa 1/11

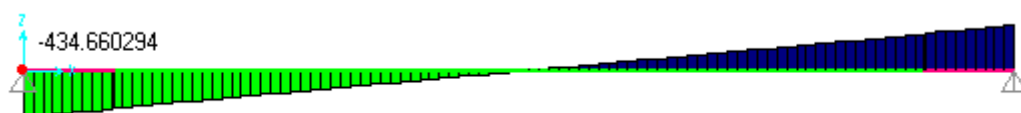


Figura 61 – Carga g3 – esforço cortante – parte 1 – Alternativa 1/11

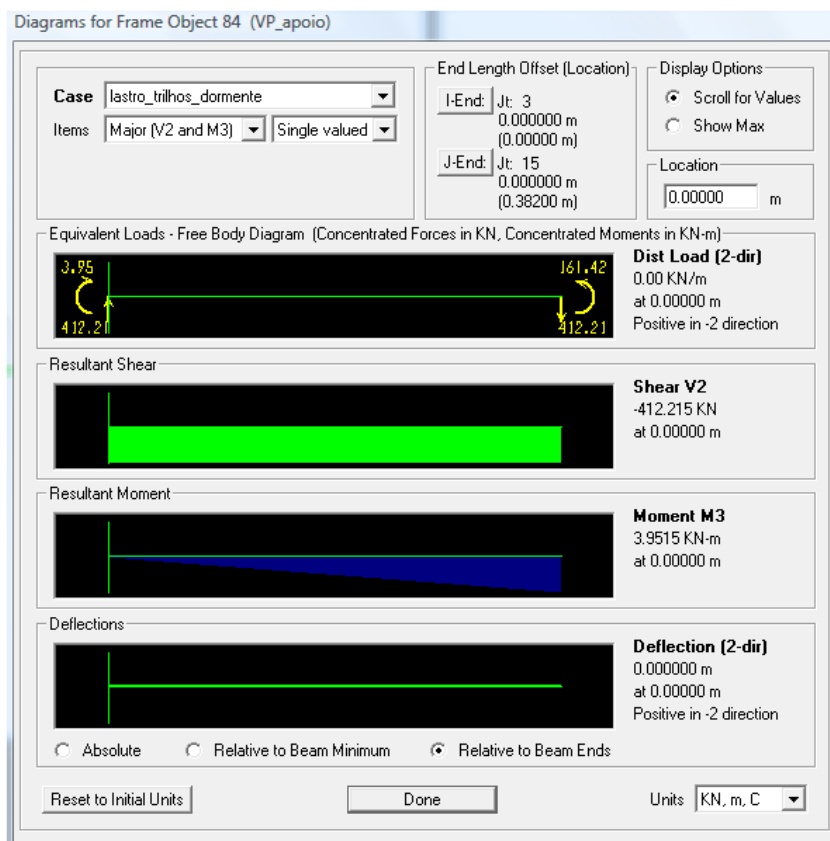


Figura 62 – Carga g3 – esforço cortante – parte 2 – Alternativa 1/11

6.3.4.2 Carga Acidental (q)

O trem tipo foi calculado e simulado conforme explicado no item 5.3.4.2.

6.4 Estimativa do número de cabos

A força de protensão, área de protensão e estimativa do número de cabos foram calculadas conforme explicado no item 5.4.

	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Vg1	600	500.4	384.9	256.7	148.21	0
Vg2	350	261.8	200.8	132.4	81	0
Vg3	425	343	263.1	173.5	106.3	0
Vqmin	0	-39.5	-103	-206.6	-306.6	-489.5
Vqmax	1756.4	1430.2	1174.2	913	739.4	512.3
Mg1	0	2511.4	4284.5	5552.1	6225.6	6565.9
Mg2	0	1181.6	2099.7	2756.1	3104.8	3280.9
Mg3	0	1546.9	2749.9	3609.9	4066.8	4297.7
Mqmin	0	-0.12	-0.12	0	0	0
Mqmax	244.23	6198.92	10936.15	14342.65	16377.42	17039.48
Md	44654.3					
Vd	768.45					

Figura 63 – Resumo dos esforços nas seções – Alternativa 1/11

Vão da ponte	38.2	m				
Altura da VP	3.22	m				
Altura da VC	3.47	m				
Md na seção do meio- Dimensionamento dos cabos de protensão						
Md	44654.3	kNm				
Vd	768.45	kN				
θ	35	°				
$\cot\theta$	1.428148					
Calculo de d						
A altura util deve ser determinada em função da disposição os cabos na seção 5.						
d	3.3775	m	Bainha de 9,5cm, estribos de 10mm, cobrimento de 2,5cm			
z	3.289	m	Calculo pela planilha de dimensionamento à flexão			
Força longitudinal	M/z	V*cot θ /2				
	13576.86075	548.7301679				
Força Longitudinal	14125.59092	kN				
Tensão na ruptura	1486956.522	kPa				
Area	0.009499666	m2				
Area de cordoalha 15.2	0.00014	m2				
Num cordoalhas	67.85476004		72	adotado		
Serão usados 4 cabos com 18 cordoalhas cada.						
Com 4 cabos	16.96369001	adotar	18			
Usar 4 cabos de 18 cord 15.2mm						

Figura 64 – Pré- Dimensionamento ao ELU no meio do vão – Alternativa 1/11

Serão então utilizados 4 cabos com 18 cordoalhas de 15,2mm cada. Não foi necessária a utilização de armadura passiva.

6.5 Traçado dos Cabos

O traçado dos cabos foi feito até o meio da seção por se tratar de uma viga simétrica. Com o auxílio do software AutoCAD 2009 [1], a posição dos cabos em cada seção foi definida.

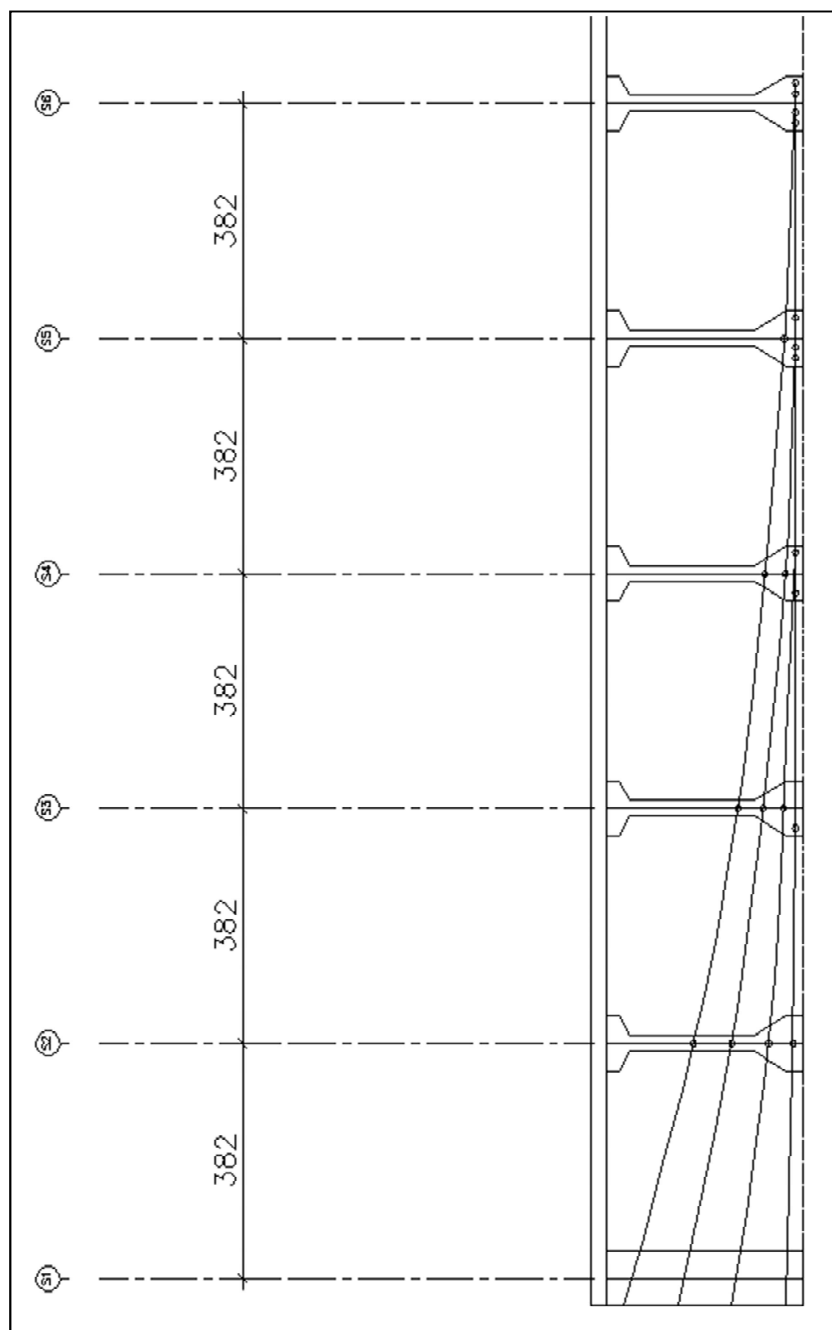


Figura 65 – Cablagem – Alternativa 1/11

6.6 Cálculo das Perdas de Protensão

6.6.1 Perdas Imediatas

6.6.1.1 Perdas por atrito

O cálculo das perdas foi feito como explicado no item 5.5.1.1.

Valores de ângulos e cotas de cabos obtidos do desenho CAD									
Ângulos		secao 1	Sec d/2	secao 2		secao 3	secao 4	secao 5	secao 6
Determinar o ângulo por 180-valor									
Os ângulos determinados podem ser diferentes dependendo da orientação das retas tangentes.									
cabo4		165		168		170	171	176	180
cabo3		167		169		173	176	178	180
cabo2		171		173		177	178	180	180
cabo1		178		179		180	180	180	180
Cotas em relação ao CG da VP (Viga Premoldada)									
Estas distâncias são do eixo dos CG da Viga Premoldada até o eixo do cabo. Positivo para baixo, isto é, se o cabo está abaixo do CG da VP									
cabo4		-1.5271		-0.5672		0.1522	0.8215	1.2	1.3357
cabo3		-0.6093		0.1952		0.8095	1.1718	1.3357	1.3357
cabo2		0.3042		0.8528		1.1419	1.3357	1.3357	1.3357
cabo1		1.1862		1.297		1.3357	1.3357	1.3357	1.3357

Tabela 45 – Perdas por atrito – parte 1 - Alternativa 1/11

	Seção 6	Seção 6	força inicial por cordoalha	Distancia	Força na seção 6 com perda por atrito	
	Desvios em perfil rad	Desvio em planta rad	kN	m	kN	
Cabo 4	0.26179939	0	196.84	19.35	179.7076454	
Cabo 3	0.2268928	0	196.84	19.35	180.9666311	
Cabo 2	0.15707963	0.10471976	196.84	19.35	179.7076454	
Cabo 1	0.03490659	0.10471976	196.84	19.35	184.1528185	
			média		181.1336851	
			Perda média por atrito para o meio		15.70631491	7.979%
			Força depois das perdas		181.1336851	

Tabela 46 – Perdas por atrito – parte 2 - Alternativa 1/11

6.6.2 Perdas Progressivas

O cálculo das perdas progressivas foi feito da mesma maneira como explicado no item 5.5.2. Apenas as planilhas com os resultados serão mostrados nos itens a seguir.

6.6.2.1 Retração do Concreto

Retração do Concreto					
Dados					
			ep=	2.02	[m]
to=	7	[dias]	Ac=	2.16870	[m²]
t=	3600	[dias]	Ap=	0.0084	[m²]
U=	70	[%]	I=	3.4834556	[m⁴]
			uar=	15.08	[m]
			γ=	1.5	Tabela A.1
			h _{fic} =	0.431439	[m] Item A.2.4.2
			E _{cs28}	30104.883	[MPa]
ε _{1s} =	-0.000322287	Tabela A.1	A=	40.00	
ε _{2s} =	0.794025497	Item A.2.3.2	B=	46.94	
ε _{cs∞(t,to)} =	-0.000255904		C=	37.10	
β _{s(t)} =	0.94515816		D=	310.06	
β _{s(to)} =	0.030076719		E=	93.89	
ε _{cs(t,to)} =	-0.000234173				

Tabela 47 – Deformação por retração do concreto – Alternativa 1/11

6.6.2.2 Fluência do Concreto

Deformação Lenta do Concreto					
F _{c(t0)} /F _{c(t∞)} =	0.440748144	Item 12.3.3			
φ _a =	0.447401485	Item A.2.2.3	A=	304.9102	
φ _{c1} =	2	Tabela A.1	B=	864.36297	
φ _{c2} =	1.34841054	Item A.2.2.3	C=	639.62674	
φ _{f∞} =	2.696821079	Item A.2.2.1	D=	11847.17	
B _{f(t0)} =	0.186137581				
B _{f(t)} =	0.920392675				
B _{d(t,t∞)} =	0.986349986				
φ _d =	0.394539995				
φ _(t,t0) =	2.822096095				
φ _f =	1.980154616				
			P ₀₁	11778.48	[kN]
			ε _{cc(t)} =	0.0005091	

Tabela 48 – Deformação por fluência do concreto – Alternativa 1/11

6.6.2.3 Relaxação Pura do Aço de Protensão

Relaxação Pura do Aço				
tabela 8.3		Item 8.4.8		
$\Psi_{50} =$	0	[%]		
$\Psi_{60} =$	1.3	[%]	a =	-10.0
$\Psi_{70} =$	2.5	[%]	b =	25.0
$\Psi_{80} =$	3.5	[%]	c =	-10.1
$\sigma_{pi}/F_{ptk} =$	0.74			
$\Psi_{1000} =$	2.90	[%]		
$\Psi(t, t_0) =$	7.26	[%]		

Tabela 49 – Intensidade de relaxação do aço de protensão - Alternativa 1/11

6.6.2.4 Perdas Totais de Protensão

O percentual de perdas progressivas foi de 19,92%, como pode ser visto na tabela abaixo.

Perdas de Protensão		Preparado por Ernani Diaz para o os alunos de Concreto Protendido da UFRJ		
Seção 6				
Tensão de ruptura do aço de protensão	1900000 kPa	Na faixa de 1900000kPa		
fck	40000 kPa	Na faixa de 30000kPa		
Ecs28	30104883 kPa	Fórmula da NBR6118 na faixa de 30000000, (item 8.2.8), levando em conta o fator 0.85		
t0	7 dias	Idade do concreto quando da protensão		
t-fornecido	3600 dias	Tempo de cálculo		
t-adotado	3607 dias	Tempo de cálculo (a partir da concretagem) (max=18728+t0) dia para obter 2,5		
Ep	195000000 kPa	Adotar 200000000kPa		
ep cs(t,t0)	-0.000234173	Retracao	calculado especificamente	Adotar sempre valor negativo
fi (t,t0)	2.822096095	Fluencia	calculado especificamente	
Diâmetro da cordoalha (12.7 ou 15.2)	15.2 mm			
Área de cada cordoalha	0.00014 m2			
Numero de cordoalhas po cabo	18			
Número de cabos	4			
A p	0.0100800 m2	Área dos cabos de protensão		
Fator da tensão de ruptura do aço para protensão inicial	0.74	A tensão máxima é fator*tensão de ruptura -Ver item 9.6.1.2.1 da Norma NBR6118		
Força inicial na ancoragem sem encunhamento para um cabo	3543.12 kN	cabo somente	Este valor não será usado nos cálculos- É só para verificar o valor abaixo	
Força inicial de protensão	13804.42852 kN	Somente com as perdas de atrito e perdas por def. elástica		Para todos os cabos
sigma p0	1369487 kPa	tensão inicial de protensão		Adotar valor positivo
Relação entre a tensão inicial e a de ruptura	0.7208 kPa			
ksi (41,67)	0.0271	perda relativa de relaxacao pura para 1000h		Tabela 8.3
delta pr(t0+41,67;t0)	-37083 kPa	perda de tensão por relaxação pura em 1000h		
ksi (t,t0)	0.0529	Fórmula da NBR6118 (item 9.6.3.4.5)-fator limitado a 2,5		

delta pr(t0+41,67;t0)	-37083	kPa	perda de tensão por relaxação pura em 1000h				
ksi (t,t0)	0.0529		Fórmula da NBR6118 (item 9.6.3.4.5)-fator limitado a 2,5				
alfa p	6.477		Relação dos módulos de elasticidade				
qui (t, t0)	0.054		Expressão da NBR6118 (item 9.6.3.4.2)				
qui p	1.054		Expressão da NBR6118 (item 9.6.3.4.2)				
qui c	2.411		Expressão da NBR6118 (item 9.6.3.4.2)				
e p	2.02	m	Excentricidade do cabo				
A c	2.1687	m2	Área da seção de concreto				
I c	3.483455619	m4	Inércia da seção de concreto				
sigma p0	1369487	kPa	Tensão inicial de protensão na seção				
eta	3.5403		Expressão da NBR6118 (item 9.6.3.4.2)				
ro p	0.004648		Expressão da NBR6118 (item 9.6.3.4.2)				
sigma c,p0+g	-13000	kPa	Tensão no concreto Adotar negativa (discordante da NBR6118)				
Perda total de tensão	-272761	kPa	Fórmula adaptada em sinais para adotar compr. com sinal negativo-Item 9.6.3.4.2				
Perda por retração	-34824	kPa	Sempre negativa				
Perda por fluência	-181223	kPa	Sempre negativa				
Perda por relaxação	-56714	kPa	Sempre negativa				
Denominador da fração da fórmula	1.311						
Tensão final de protensão	1096726	kPa	Sempre positiva				
Perda relativa de protensão em relação à inicial	0.1992						
Parcela relativa remanescente da protensão inicial na seção	0.8008						
Parcela da tensão final em relação à tensão de ruptura	0.577						
Valores por cordoalha para comparação com valores estimados							
Força numa cordoalha com perdas imediatas	191.7	kN					
Força numa cordoalha com perdas imediatas e diferidas	153.5	kN					

Tabela 50 – Perdas Totais de protensão – Alternativa 1/11

6.7 Verificação do ELU à Flexão

Com o auxílio de planilhas de dimensionamento, foi feita a verificação do ELU a flexão conforme prescrições da NBR 6118 [8]:

Forças normais, cortante e momentos de protensão para t=0									
CG da armadura a partir do CG da viga premoldada									
Numero de cordoalhas por cabo		18							
A distância abaixo é a distância do CG da Viga premoldada para a Viga completa									
Distancia do CG da VP para a VC		0.3707	0.6845	0.6845	0.6845	0.6845	0.6845	m	
A distância abaixo é a distância do CG da Viga completa ao bordo superior da laje superior									
Dist. do CG da VC ao bordo sup.		1.4393	1.2648	1.2648	1.2648	1.2648	1.2648	m	
		Considero 4 cabos							
Força normal t=0		-13865.1966	-13739.317	-13607.41075	-13421.88398	-13247.5258	-13041.62533	Para t=0	kN
Momento para a viga premoldada		2057.57526	-10730.766	-11736.74496	-15666.16543	-17246.05111	-17419.69895	Para t=0	kNm
Excentricid. para a v. premoldada		-0.148398564	0.78102616	0.862525956	1.167210613	1.301831856	1.3357		m
CG da armadura a partir do CG da viga completa									
O momento de protensão para a viga completa leva em conta que o CG da viga se elevou									
Momento p0 para a viga completa		-3082.25312	-20135.329	-21051.01761	-24853.44502	-26313.98252	-26346.69149	Para t=0	kNm
Excentricidade para a viga completa		0.222301436	1.46552616	1.547025956	1.851710613	1.986331856	2.0202		m
Valores referentes a Δp com perdas 15%									
Força normal t= ∞	Δp	2079.77949	2060.8976	2041.111612	2013.282597	1987.12887	1956.243799	Para t= ∞	kN
Momento prot. Δp	Δp	462.337968	3020.29935	3157.652642	3728.016753	3947.097377	3952.003723	Para t= ∞	kNm
Valores para o dimensionamento a cortante somente na viga completa para t= ∞									
Cortante para t= ∞		-2025.878057	-1589.8829	-1011.920053	-747.5391248	-294.8413992	0	Para t= ∞	kN
d		1.661601436	2.73032616	2.811825956	3.116510613	3.251131856	3.285		m
θ	35 °								
cot θ	1.428148								

Tabela 51 – Verificação do ELU a flexão - parte 1 – Alternativa 1/11

Verificação do ELU à flexão			M/z + Vd, red*cot θ/2							
			Considero 4 cabos							
			1	2	3	4	5	6		
Md			366.345	16372.245	28735.26	37603.41	42652.35	44654.295		kNm
d			1.661601436	2.73032616	2.811825956	3.116510613	3.251131856	3.285		m
z			1.630031009	2.66479833	2.741530307	3.038597848	3.16985356	3.038597848		m
Md/z			224.7472582	6143.89645	10481.4672	12375.25065	13455.62159	14695.69099		kN
Vd, red			2667.559748	2206.42537	1996.451952	1456.224788	1296.681241	768.45		kN
Vd, red*cot θ/2			1904.835069	1575.551	1425.614438	1039.852264	925.9263647	548.7301679		kN
Força de tração no ELU			2129.582327	7719.44744	11907.08164	13415.10292	14381.54795	15244.42115		
Força disponível			13323.13043	13323.1304	13323.13043	13323.13043	13323.13043	13323.13043		kN
Verificação no apoio- Seção 1										
São considerados 4 cabos embora o quarto cabo esteja muito elevado.					Esta consideração é válida somente para o ELU de flexão.					
Vários parâmetros não foram calculados por não terem sentido.										
d-altura útil				1.66160144	m					
Resta somente a parcela Vd, red*cot θ/2				1904.83507	kN	(a força Md/z=0)				
A força disponível é de				13323.1304	kN					

Tabela 52 – Verificação do ELU à flexão - parte 2 – Alternativa 1/11

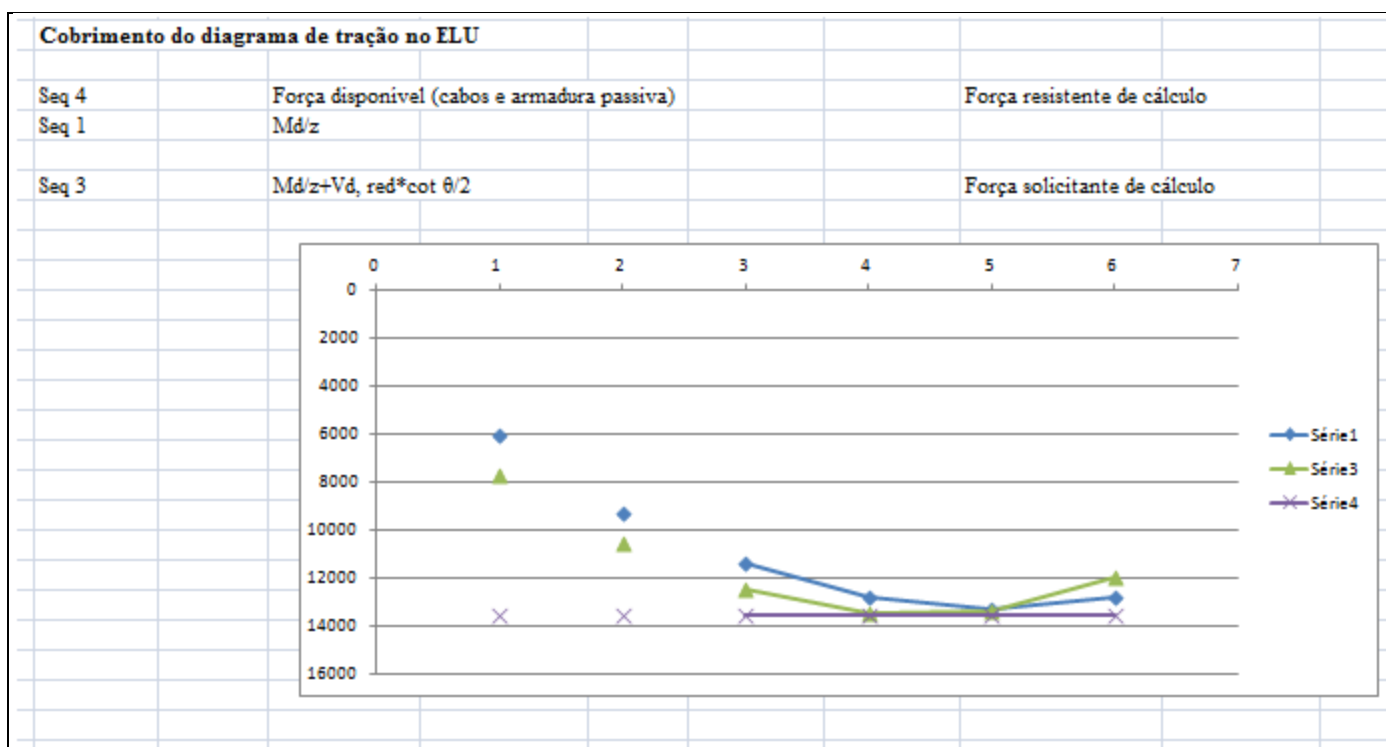


Tabela 53 – Verificação do ELU à flexão - parte 3 – Alternativa 1/11

6.8 Dimensionamento ao Cisalhamento no ELU

O dimensionamento ao cisalhamento foi feito conforme explicado no item 5.8.

Dimensionamento ao cisalhamento no ELU-Item 17.4.2.3 da NBR6118									
Notar que para o cálculo do cisalhamento o número de cabos na seção 1 é de 4 cabos. Isto é o cortante de protensão precisa levar em conta os 4 cabos.									
Parâmetros									
Aço dos estribos			434783	kPa					
fck			40000	kPa					
fcd			28571.4	kPa					
θ			35	°					
θ			0.61087	rad					
cot θ			1.42815						
s	espaçamento entre estribos		0.2	m					
np	Número de pemas		2		Trecho usual.				
np	Número de pemas		4		No trecho de variação de alma				
av2			0.84						
bw			0.26	m	Trecho usual.				
Bainha dos cabos			0.095	m					
bw, red			0.2125	m	Trecho usual.				
fctm			3508.73	kPa					
fctk,inf			2456.11	kPa					
fctd			1754.37	kPa					
Inercia			3.483	m4	Trecho usual.		viga completa		
Zinf			2.155	m	Trecho usual.		viga completa		
W,inf			1.616	m3	Trecho usual.		viga completa		
Area			2.169	m2	Trecho usual.		viga completa		
Inercia			4.372	m4	No apoio		viga completa		
Zinf			1.981	m	No apoio		viga completa		
W,inf			2.207	m3	No apoio		viga completa		
Area			3.686	m2	No apoio		viga completa		
Inercia			1.736	m4	Trecho usual.		viga premoldada		
Zinf			1.471	m	Trecho usual.		viga premoldada		
W,inf			1.180	m3	Trecho usual.		viga premoldada		
Area			1.391	m2	Trecho usual.		viga premoldada		
Inercia			2.504	m4	No apoio		viga premoldada		
Zinf			1.610	m	No apoio		viga premoldada		
W,inf			1.555	m3	No apoio		viga premoldada		
Area			2.898	m2	No apoio		viga premoldada		
A seção de dimensionamento de estribos fica a d/2 do apoio. Considerado					0.830800718	m		1.661601436	(d na seção1)
A alma precisa ser verificada depois do apoio, aproximadamente a verificação será feita no eixo do apoio.									
O vão é de	38.2	m	Portanto a seção crítica para os estribos está a uma proporção de					0.276933573	

Tabela 54 - Dimensionamento ao cisalhamento no ELU – parte 1 – Alternativa 1/12

			Com 4 cabos									
			Apoio	Secção para os estribos		Os valores da secção de dimensionamento serão interpolados						
			Secção 1	secao d/	secao 2	secao 3	secao 4	secao 5	secao 6			
Vd			4490.85	4254.48	3637.32	2907.18	2129.01	1562.0385	768.45		kN	
Vpd	Para t=∞		-2025.878057	-1905.1	-1589.8829	-1011.920053	-747.5391248	-294.8413992	0		kN	
Vd, red			2667.559748	2539.86	2206.42537	1996.451952	1456.224788	1296.681241	768.45		kN	
d			1.661601436	1.95757	2.73032616	2.811825956	3.116510613	3.251131856	3.285		m	
Verificação do VRd2												
bw			0.9	0.9	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26		m	
			Cabo passa pela alma	Cabo passa pela alma	Cabo passa pela alma	Cabo não passa pela alma	Cabo não passa pela alma	Cabo não passa pela alma	Cabo não passa pela alma	Cabo não passa pela alma		
bw,red			0.8525	0.8525	0.2125	0.26	0.26	0.26	0.26		m	
VRd2			8625.456096	10161.8	3532.92393	4451.66634	4934.041301	5147.172863	5200.792709		kN	
Vd, red			2667.559748	2539.86	2206.42537	1996.451952	1456.224788	1296.681241	768.45	Está bem	kN	
Vc0			1491.052962	1756.64	610.724423	769.5442664	852.9307686	889.7740895	899.0431681		kN	
Vc1, provisório			1245.169194	1592.95	277.231266	513.1269734	726.8454722	804.7326218	926.3364575		kN	
Vc1			1245.169194	1592.95	277.231266	513.1269734	726.8454722	804.7326218	899.0431681		kN	
W,inf VC			2.207318433	2.07277	1.61632441	1.616324415	1.616324415	1.616324415	1.616324415		m3	
Area VC			3.686	3.34018	2.1687	2.1687	2.1687	2.1687	2.1687		m2	
W,inf VP			1.55526	1.46992	1.180	1.180	1.180	1.180	1.180			
Area VP			2.898	2.55495	1.391	1.391	1.391	1.391	1.391			

Tabela 55 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU - parte 2 – Alternativa 1/11

		Para 4 cabos											
Fp0	Para t=0	-13865.20	-13830	-13739.317		-13607.41075	-13421.88398	-13247.5258	-13041.62533	Para t=0	kN	Aqui foi considerada a Seção 1 correta	
Mp0	Para t=0	2057.58	-1483.9	-10730.766		-11736.74496	-15666.16543	-17246.05111	-17419.69895	Para t=0	kNm	Com variação de CG na seção 1	
Fp∞	Para t=∞	-11785.42	-11756	-11678.42		-11566.29914	-11408.60138	-11260.39693	-11085.38153	Para t=∞		Com variação de CG na seção 1	
ΔFp		2079.78	2074.55	2060.8976		2041.111612	2013.282597	1987.12887	1956.243799			Com variação de CG na seção 1	
Δe		0.37	0.39323	0.452		0.452	0.452	0.452	0.452			Diferença entre CG	
e		0.22	0.50222	1.23302616		1.314525956	1.619210613	1.753831856	1.7877			Com variação de CG na seção 1	
ΔFp*e		462.39	1038.07	2541.14066		2683.094192	3259.928549	3485.089915	3497.177039				
Tensão com 0.9		-2418.86	-5847.5	-14799.70		-15410.54	-17976.85	-18954.11	-18959.39		kPa	Tensão inf para 0.9Np∞ e 0.9Mp∞	
M0		5339.21	12120.6	23921.1176		24908.43279	29056.41635	30635.98689	30644.52444		kNm	Item 17.4.2.3	
Msd,max		366.35	4798.92	16372.245		28735.26	37603.41	42652.35	44654.295		kNm		
1+M0/Msdmax		999999999.00	3.52569	2.46107743		1.866824688	1.772706953	1.718271957	1.686261522				
Limitado a 2		2.00	2	2		1.866824688	1.772706953	1.718271957	1.686261522				
Vc		2490.34	3185.91	554.462532		957.9181021	1288.484022	1382.749497	1516.021901		kN		
Vsw=Vd,red-Vc		não usar	-646.05	1651.96284		1038.53385	167.7407656	-86.06825592	-747.5719007		kN		
Se negativo =0		não usar	0	1651.96284		1038.53385	167.7407656	0	0		kN		
				Precisa 4 pemas									
Ordenada para traçado do diagrama		0	0.8308	3.82	3.82	7.64	11.46	15.28	19.1		m		
				Descontinuidade de np									
np=numero de pemas		4	4	4	2	2	2	2	2				
Asw/s necessária		#VALOR!	0	0.00108213	0.00108213	0	0	0	0		m2/m		
s		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2		m		
As/s mínima		0.001263145	0.00126	0.00036491	0.00036491	0.000364908	0.000364908	0.000364908	0.000364908		m2/m	item 17.5.1.2	
As/s critico		#VALOR!	0.00126	0.00108213	0.00108213	0.000364908	0.000364908	0.000364908	0.000364908		m2/m		
Area de uma perna		#VALOR!	6.3E-05	5.4107E-05	0.00010821	3.64908E-05	3.64908E-05	3.64908E-05	3.64908E-05		m2		
Bitola		#VALOR!	0.00897	0.00830004	0.01173804	0.006816274	0.006816274	0.006816274	0.006816274		m		
Obs: Na seção 2 houve necessidade de colocar dois estribos juntos porque o cabo diminui muito a area da alma.													
Ordenada para traçado do diagrama		0	0.8308	3.82		7.64	11.46	15.28	19.1		m		

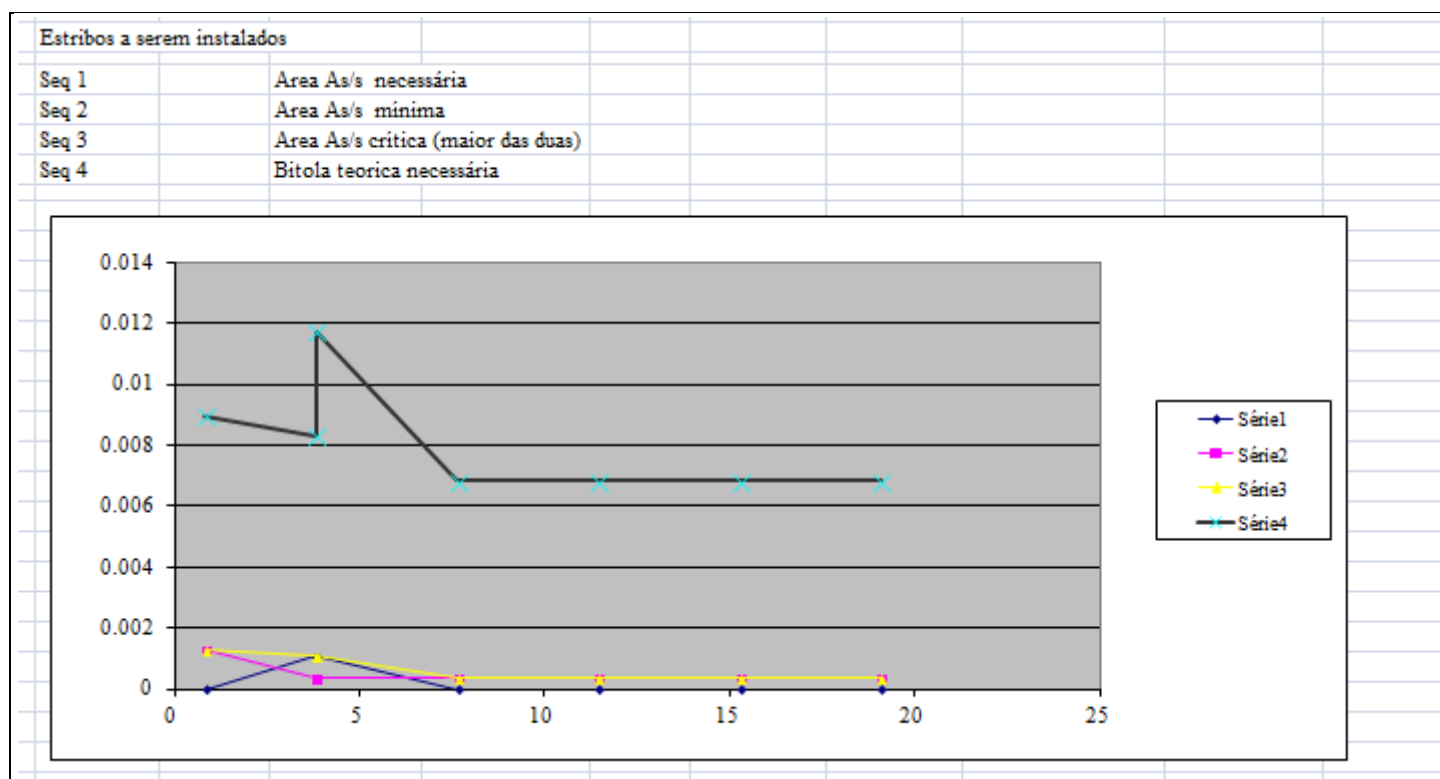


Tabela 57 – Dimensionamento ao cisalhamento no ELU - parte 4 – Alternativa 1/11

6.9 Verificação de Tensões

A verificação de tensões foi feita conforme explicado no item 5.9.

Verificações de tensões		Seção 2												
Dados do problema														
		Seção Inicial							Seção final					
	Altura da viga premoldada	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Dist do CG da V.Prem. ao CG da V. completa	Espessura da laje	Altura da Seção final	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Perdas diferidas estimadas	
	m	m	m	m ⁴	m ²	m	m	m	m	m	m ⁴	m ²		
	3.220	1.749	1.471	1.736	1.391	0.685	0.250	3.470	1.314	2.156	3.483	2.170	0.1992	
Seção Inicial					Área m ²						Premol-sup Wsup[m ³]	Premol-inf Winf[m ³]		
					1.391						0.993	1.180		
Seção Final					Área m ²				Bordo sup. da laje Wsup[m ³]	Bordo inf. da laje W[m ³]	Premol-sup W[m ³]	Premol-inf Winf[m ³]		
					2.170				2.651	3.273	3.273	1.615		
Tensões parciais na Seção Inicial														
		e m	N kN	M kNm					σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc no CG dos cabos kPa	
g1				2511.4							-2530	2128	g1	
p0		0.781	-13739.3	-10730.8							934	-18970	p0-inicial	
g2				1181.6							-1190	1001	g2	

Tabela 58 – Verificação de tensões na seção 2 - parte 1 – Alternativa 1/11

Tensões parciais na Seção Final															
g3				1546.9				-584	-473	-473	958	g3			
qmin				0				0	0	0	0	qmin			
qmax				6187				-2334	-1890	-1890	3830	qmax			
Δp	1.466	2736.872	4012.326	(perdas de protensão na seção completa)				-252	36	36	3745	Δp			
Combinações de tensões															
1.1p0+g1										-1503	-18739	1.1p0+g1	No ELU	1,2 fctm = 4211	
p0+g1										-1596	-16842	-13575	p0+g1		0,7 fck = -28000
p0+g1+g2										-2787	-15841		p0+g1+g2		
p0+g1+g2+g3								-584	-473	-3259	-14883	-12392	p0+g1+g2+g3	Permanente	
p0+g+qmin								-584	-473	-3259	-14883		p0+g+qmin	Não exigido	
p0+g+gmax								-2918	-2363	-5149	-11053		p0+g+gmax	Não exigido	
p0+g+0.7*qmin								-584	-473	-3259	-14883		p0+g+0.7*qmin	Descompressão	
p0+g+0.7*qmax								-2217	-1796	-4582	-12202		p0+g+0.7*qmax	Descompressão	
p0+g+qmin								-584	-473	-3259	-14883		p0+g+qmin	Formação de fissuras	
p0+g+qmax								-2918	-2363	-5149	-11053		p0+g+qmax	Formação de fissuras	
$p^\infty=p0+\Delta p$								-252	36	969	-15225		$p^\infty=p0+\Delta p$	Não existe isolado	
$p^\infty+g1+g2+g3$								-836	-437	-3224	-11138		$p^\infty+g1+g2+g3$	Permanente	
$p^\infty+g+qmin$								-836	-437	-3224	-11138		$p^\infty+g+qmin$	Não exigido	
$p^\infty+g+gmax$								-3170	-2327	-5114	-7309		$p^\infty+g+gmax$	Não exigido	
$p^\infty+g+0.7*qmin$								-836	-437	-3224	-11138		$p^\infty+g+0.7*qmin$	Descompressão	
$p^\infty+g+0.7*qmax$								-2470	-1760	-4547	-8457		$p^\infty+g+0.7*qmax$	Descompressão	
$p^\infty+g+qmin$								-836	-437	-3224	-11138		$p^\infty+g+qmin$	Formação de fissuras	
$p^\infty+g+qmax$								-3170	-2327	-5114	-7309		$p^\infty+g+qmax$	Formação de fissuras	
Obs: Os esforços de fluência não foram considerados															

Tabela 59 – Verificação de tensões na seção 2 - parte 2 – Alternativa 1/11

Verificações de tensões		Seção 3												
Dados do problema														
		Seção Inicial							Seção final					
	Altura da viga premoldada	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Dist do CG da V.Prem. ao CG da V. completa	Espessura da laje	Altura da Seção final	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Perdas diferidas estimadas	
	m	m	m	m ⁴	m ²	m	m	m	m	m	m ⁴	m ²		
	3.220	1.749	1.471	1.736	1.391	0.685	0.250	3.470	1.314	2.156	3.483	2.170	0.1992	
Seção Inicial					Área m ²						Premol-sup Wsup[m ³]	Premol-inf Winf[m ³]		
					1.391						0.993	1.180		
Seção Final					Área m ²				Bordo sup. da laje Wsup[m ³]	Bordo inf da laje W[m ³]	Premol-sup W[m ³]	Premol-inf Winf[m ³]		
					2.170				2.651	3.273	3.273	1.615		
Tensões parciais na Seção Inicial														
		e m	N kN	M kNm					σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc no CG dos cabos kPa	
g1				4284.5							-4317	3630		g1
p0		0.863	-13607.4	-11736.7							2042	-19728		p0-inicial
g2				2099.7							-2115	1779		g2

Tabela 60 – Verificação de tensões na seção 3 - parte 1 – Alternativa 1/11

Tensões parciais na Seção Final															
g3			2749.9					-1037	-840	-840	1702	g3			
qmin			0					0	0	0	0	qmin			
qmax			10936.15					-4126	-3341	-3341	6770	qmax			
Δp	1.548	2710.596	4194.718	(perdas de protensão na seção completa)				-333	-32	-32	3846	Δp			
Combinações de tensões															
1.1p0+g1										-2070	-18070	1.1p0+g1	No ELU	1,2 fctm = 4211	
p0+g1										-2274	-16097	-13485	p0+g1		0,7 fck = -28000
p0+g1+g2										-4390	-14318		p0+g1+g2		
p0+g1+g2+g3								-1037	-840	-5230	-12616	-11220	p0+g1+g2+g3	Permanente	
p0+g+qmin								-1037	-840	-5230	-12616		p0+g+qmin	Não exigido	
p0+g+qmax								-5163	-4181	-8571	-5846		p0+g+qmax	Não exigido	
p0+g+0.7*qmin								-1037	-840	-5230	-12616		p0+g+0.7*qmin	Descompressão	
p0+g+0.7*qmax								-3925	-3179	-7568	-7877		p0+g+0.7*qmax	Descompressão	
p0+g+qmin								-1037	-840	-5230	-12616		p0+g+qmin	Formação de fissuras	
p0+g+qmax								-5163	-4181	-8571	-5846		p0+g+qmax	Formação de fissuras	
p∞=p0+Δp								-333	-32	2010	-15882		p∞=p0+Δp	Não existe isolado	
p∞+g1+g2+g3								-1371	-872	-5262	-8770		p∞+g1+g2+g3	Permanente	
p∞+g+qmin								-1371	-872	-5262	-8770		p∞+g+qmin	Não exigido	
p∞+g+qmax								-5497	-4213	-8603	-2001		p∞+g+qmax	Não exigido	
p∞+g+0.7*qmin								-1371	-872	-5262	-8770		p∞+g+0.7*qmin	Descompressão	
p∞+g+0.7*qmax								-4259	-3211	-7601	-4031		p∞+g+0.7*qmax	Descompressão	
p∞+g+qmin								-1371	-872	-5262	-8770		p∞+g+qmin	Formação de fissuras	
p∞+g+qmax								-5497	-4213	-8603	-2001		p∞+g+qmax	Formação de fissuras	
Obs: Os esforços de fluência não foram considerados															

Tabela 61 – Verificação de tensões na seção 3 - parte 2 – Alternativa 1/11

Verificações de tensões		Seção 4												
Dados do problema														
		Seção Inicial								Seção final				
	Altura da viga premoldada	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Dist do CG da V.Prem. ao CG da V. completa	Espessura da laje	Altura da Seção final	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Perdas diferidas estimadas	
	m	m	m	m ⁴	m ²	m	m	m	m	m	m ⁴	m ²		
	3.220	1.749	1.471	1.736	1.391	0.685	0.250	3.470	1.314	2.156	3.483	2.170	0.1992	
Seção Inicial					Área m ²						Premol-sup Wsup[m ³]	Premol-inf Winf[m ³]		
					1.391						0.993	1.180		
Seção Final					Área m ²				Bordo sup. da laje Wsup[m ³]	Bordo inf da laje W[m ³]	Premol-sup W[m ³]	Premol-inf Winf[m ³]		
					2.170				2.651	3.273	3.273	1.615		
Tensões parciais na Seção Inicial														
		e m	N kN	M kNm					σ _c kPa	σ _c kPa	σ _c kPa	σ _c kPa	σ _c no CG dos cabos kPa	
g1				5552.1							-5594	4705		g1
p0		1.167	-13421.9	-15666.2							6134	-22924		p0-inicial
g2				2756.1							-2777	2335		g2

Tabela 62 – Verificação de tensões na seção 4 - parte 1 – Alternativa 1/11

Tensões parciais na Seção Final													
g3			3609.9					-1362	-1103	-1103	2235		g3
qmin			0					0	0	0	0		qmin
qmax			14342.65					-5411	-4381	-4381	8878		qmax
Δp	1.852	2673.639	4952.143	(perdas de protensão na seção completa)				-636	-281	-281	4298		Δp
Combinações de tensões													
1.1p0+g1										1154	-20512		1.1p0+g1
p0+g1										541	-18219	-16449	No ELU
p0+g1+g2										-2236	-15884		1,2 fctm = 4211 0,7 fck = -28000
p0+g1+g2+g3								-1362	-1103	-3339	-13649	-12677	p0+g1+g2+g3
p0+g+qmin								-1362	-1103	-3339	-13649		Permanente
p0+g+qmax								-6773	-5484	-7720	-4771		Não exigido
p0+g+0.7*qmin								-1362	-1103	-3339	-13649		Não exigido
p0+g+0.7*qmax								-5150	-4170	-6406	-7435		Descompressão
p0+g+qmin								-1362	-1103	-3339	-13649		Descompressão
p0+g+qmax								-6773	-5484	-7720	-4771		Formação de fissuras
p ∞ =p0+ Δp								-636	-281	5854	-18626		p ∞ =p0+ Δp
p ∞ +g1+g2+g3								-1998	-1383	-3619	-9352		Não existe isolado
p ∞ +g+qmin								-1998	-1383	-3619	-9352		p ∞ +g1+g2+g3
p ∞ +g+qmax								-7409	-5765	-8001	-474		Permanente
p ∞ +g+0.7*qmin								-1998	-1383	-3619	-9352		p ∞ +g+qmin
p ∞ +g+0.7*qmax								-5786	-4450	-6687	-3137		Não exigido
p ∞ +g+qmin								-1998	-1383	-3619	-9352		p ∞ +g+qmax
p ∞ +g+qmax								-7409	-5765	-8001	-474		Não exigido
													p ∞ +g+0.7*qmin
													Descompressão
													p ∞ +g+0.7*qmax
													Descompressão
													p ∞ +g+qmin
													Formação de fissuras
													p ∞ +g+qmax
													Formação de fissuras
Obs: Os esforços de fluência não foram considerados													

Tabela 63 – Verificação de tensões na seção 4 - parte 2 – Alternativa 1/11

Verificações de tensões		Seção 5												
Dados do problema														
		Seção Inicial							Seção final					
	Altura da viga premoldada	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Dist do CG da V.Prem. ao CG da V. completa	Espessura da laje	Altura da Seção final	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Perdas diferidas estimadas	
	m	m	m	m^4	m²	m	m	m	m	m	m^4	m²		
	3.220	1.749	1.471	1.736	1.391	0.685	0.250	3.470	1.314	2.156	3.483	2.170	0.1992	
Seção Inicial					Área m²						Premol-sup Wsup[m²]	Premol-inf Winf[m²]		
					1.391						0.993	1.180		
Seção Final					Área m²				Bordo sup. da laje Wsup[m²]	Bordo inf da laje W[m²]	Premol-sup W[m²]	Premol-inf Winf[m²]		
					2.170				2.651	3.273	3.273	1.615		
Tensões parciais na Seção Inicial														
		e m	N kN	M kNm					σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc no CG dos cabos kPa	
g1				6225.6							-6272	5275		g1
p0		1.302	-13247.5	-17246.1							7851	-24137		p0-inicial
g2				3104.8							-3128	2631		g2

Tabela 64 – Verificação de tensões na seção 5 - parte 1 – Alternativa 1/11

Tensões parciais na Seção Final															
g3			4066.8					-1534	-1242	-1242	2517	g3			
qmin			0					0	0	0	0	qmin			
qmax			16377.42					-6179	-5003	-5003	10138	qmax			
Δp	1.987	2638.907	5243.065	(perdas de protensão na seção completa)				-762	-386	-386	4462	Δp			
Combinações de tensões															
1.1p0+g1										2364	-21276	1.1p0+g1	No ELU	1,2 fctm = 4211	
p0+g1										1579	-18862	-17788	p0+g1		0,7 fck = -28000
p0+g1+g2										-1549	-16231		p0+g1+g2		
p0+g1+g2+g3								-1534	-1242	-2791	-13714	-13140	p0+g1+g2+g3	Permanente	
p0+g+qmin								-1534	-1242	-2791	-13714		p0+g+qmin	Não exigido	
p0+g+qmax								-7713	-6245	-7794	-3576		p0+g+qmax	Não exigido	
p0+g+0.7*qmin								-1534	-1242	-2791	-13714		p0+g+0.7*qmin	Descompressão	
p0+g+0.7*qmax								-5859	-4744	-6293	-6617		p0+g+0.7*qmax	Descompressão	
p0+g+qmin								-1534	-1242	-2791	-13714		p0+g+qmin	Formação de fissuras	
p0+g+qmax								-7713	-6245	-7794	-3576		p0+g+qmax	Formação de fissuras	
p∞=p0+Δp								-762	-386	7466	-19676		p∞=p0+Δp	Não existe isolado	
p∞+g1+g2+g3								-2296	-1628	-3177	-9252		p∞+g1+g2+g3	Permanente	
p∞+g+qmin								-2296	-1628	-3177	-9252		p∞+g+qmin	Não exigido	
p∞+g+qmax								-8475	-6631	-8180	886		p∞+g+qmax	Não exigido	
p∞+g+0.7*qmin								-2296	-1628	-3177	-9252		p∞+g+0.7*qmin	Descompressão	
p∞+g+0.7*qmax								-6621	-5130	-6679	-2156		p∞+g+0.7*qmax	Descompressão	
p∞+g+qmin								-2296	-1628	-3177	-9252		p∞+g+qmin	Formação de fissuras	
p∞+g+qmax								-8475	-6631	-8180	886		p∞+g+qmax	Formação de fissuras	
Obs: Os esforços de fluência não foram considerados															

Tabela 65 – Verificação de tensões na seção 5 - parte 2 – Alternativa 1/11

Verificações de tensões		Seção 6												
Dados do problema														
		Seção Inicial							Seção final					
	Altura da viga premoldada	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Dist do CG da V.Prem. ao CG da V. completa	Espessura da laje	Altura da Seção final	Dist do CG ao bordo sup	Dist do CG ao bordo inf	Inércia	Área	Perdas diferidas estimadas	
	m	m	m	m ⁴	m ²	m	m	m	m	m	m ⁴	m ²		
	3.220	1.749	1.471	1.736	1.391	0.685	0.250	3.470	1.314	2.156	3.483	2.170	0.1992	
Seção Inicial					Área m ²						Premol-sup Wsup[m ²]	Premol-inf Winf[m ²]		
					1.391						0.993	1.180		
Seção Final					Área m ²				Bordo sup. da laje Wsup[m ²]	Bordo inf da laje W[m ²]	Premol-sup W[m ²]	Premol-inf Winf[m ²]		
					2.170				2.651	3.273	3.273	1.615		
Tensões parciais na Seção Inicial														
		e m	N kN	M kNm					σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc kPa	σc no CG dos cabos kPa	
g1				6565.9							-6615	5564		g1
p0		1.336	-13041.6	-17419.7							8174	-24136		p0-inicial
g2				3280.9							-3305	2780		g2

Tabela 66 – Verificação de tensões na seção 6 - parte 1 – Alternativa 1/11

Tensões parciais na Seção Final															
g3				4297.7					-1621	-1313	-1313	2660	g3		
qmin				0					0	0	0	0	qmin		
qmax				17039.48					-6428	-5205	-5205	10548	qmax		
Δp		####	2597.892	5249.56	(perdas de protensão na seção completa)				-783	-406	-406	4447	Δp		
Combinações de tensões															
1.1p0+g1											2377	-20986	1.1p0+g1	No ELU	1,2 fctm = 4211
p0+g1											1559	-18573	p0+g1		0,7 fck = -28000
p0+g1+g2											-1746	-15793	p0+g1+g2		
p0+g1+g2+g3									-1621	-1313	-3059	-13132	p0+g1+g2+g3	Permanente	
p0+g+qmin									-1621	-1313	-3059	-13132	p0+g+qmin	Não exigido	
p0+g+gmax									-8050	-6518	-8264	-2585	p0+g+gmax	Não exigido	
p0+g+0.7*qmin									-1621	-1313	-3059	-13132	p0+g+0.7*qmin	Descompressão	
p0+g+0.7*qmax									-6121	-4957	-6703	-5749	p0+g+0.7*qmax	Descompressão	
p0+g+qmin									-1621	-1313	-3059	-13132	p0+g+qmin	Formação de fissuras	
p0+g+qmax									-8050	-6518	-8264	-2585	p0+g+qmax	Formação de fissuras	
p∞=p0+Δp									-783	-406	7768	-19690	p∞=p0+Δp	Não existe isolado	
p∞+g1+g2+g3									-2405	-1719	-3465	-8686	p∞+g1+g2+g3	Permanente	
p∞+g+qmin									-2405	-1719	-3465	-8686	p∞+g+qmin	Não exigido	
p∞+g+gmax									-8833	-6925	-8671	1862	p∞+g+gmax	Não exigido	
p∞+g+0.7*qmin									-2405	-1719	-3465	-8686	p∞+g+0.7*qmin	Descompressão	
p∞+g+0.7*qmax									-6904	-5363	-7109	-1302	p∞+g+0.7*qmax	Descompressão	
p∞+g+qmin									-2405	-1719	-3465	-8686	p∞+g+qmin	Formação de fissuras	
p∞+g+qmax									-8833	-6925	-8671	1862	p∞+g+qmax	Formação de fissuras	
Obs: Os esforços de fluência não foram considerados															

Tabela 67 – Verificação de tensões na seção 6 - parte 2 – Alternativa 1/11

7. Estudo de um Trem-Tipo em Trecho Curvo

7.1 Introdução

Nas duas alternativas analisadas nos itens anteriores, a ferrovia foi considerada retilínea no trecho da ponte. No entanto, pode haver necessidade da construção da ponte em um trecho em que a ferrovia encontra-se em curva.

Para este projeto foram feitas as seguintes considerações:

- Raio da curva: 900 metros;
- Geometria da viga, carregamentos e materiais iguais aos da alternativa 1/11.

7.2 Modelo Computacional

O modelo do item 6.3 (Alternativa 1/11) foi adaptado, ou seja, as geometrias da viga e da laje foram mantidas e a carga móvel foi posicionada em curva. Para isso, foram criadas 40 pequenos elementos de barra sem peso, de modo que sua geometria final ficasse próxima de uma curva.

O modelo foi desenvolvido no software SAP2000 v14.2[4] com o auxílio do AutoCAD 2009 [1] na geometria do problema. A figura abaixo mostra a geometria do trilho curvo no modelo computacional, onde a viga inferior foi considerada interna à curva e a superior externa.

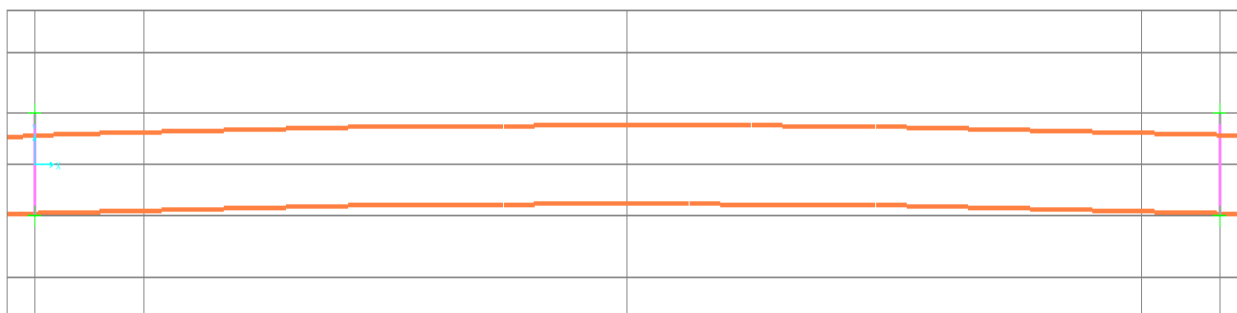


Figura 66- Vista superior do modelo - Trilho curvo

7.2.1 Esforços Solicitantes

De acordo com o SAP2000 v14.2 [4], temos os seguintes esforços de carga móvel:

VIGA INTERNA		x	Vq max	Vq min	Mq max
	S1	0	1812,7	0	273,6
	S2	3,82	1409,6	-15,5	6272,1
	S3	7,64	1175,5	-100,4	10980,5
	S4	11,46	904,7	-208,9	14356,1
	S5	15,28	673,1	-349,3	16636,8
	S6	19,1	480,3	-518,7	17057,3

VIGA EXTERNA		x	Vq max	Vq min	Mq max
	S1	0	1641,2	0	261,4
	S2	3,82	1364,5	-11,3	6067,7
	S3	7,64	1101,7	-83,3	10858,9
	S4	11,46	867,8	-185,1	14284,9
	S5	15,28	648,7	-325,1	16631,1
	S6	19,1	443,1	-488,3	17047,7

MODELO RETO		x	Vq max	Vq min	Mq max
	S1	0	1756,4	0	244,23
	S2	3,82	1430,2	-39,5	6198,92
	S3	7,64	1174,2	-103	10936,15
	S4	11,46	913	-206,6	14342,65
	S5	15,28	739,4	-306,6	16377,42
	S6	19,1	512,3	-489,5	17039,48

Tabela 68 - Resumo dos esforços –Trilho curvo

De posse dos resultados acima, foi feita uma comparação entre os modelos curvo e reto, para verificar as diferenças. Essa comparação foi feita através dos gráficos abaixo:

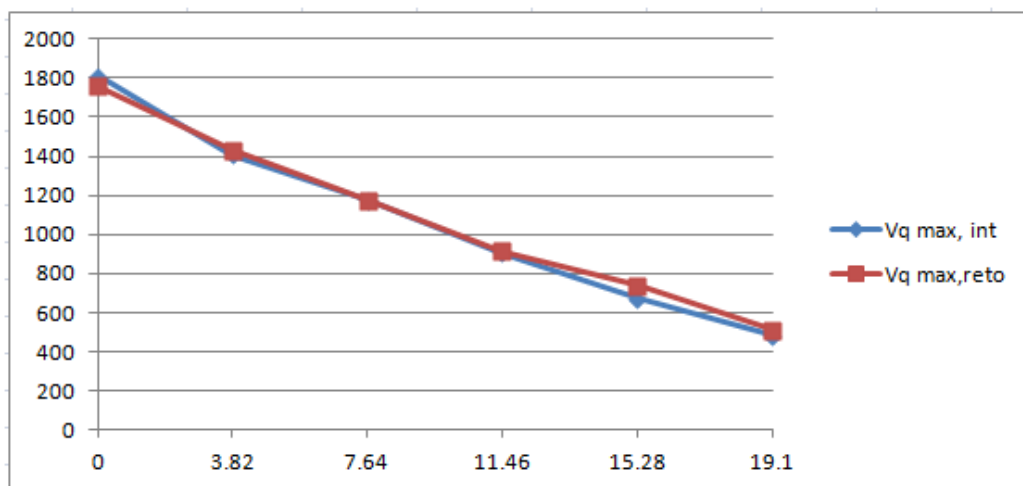


Figura 67 - Comparação cortante máximo – viga interna

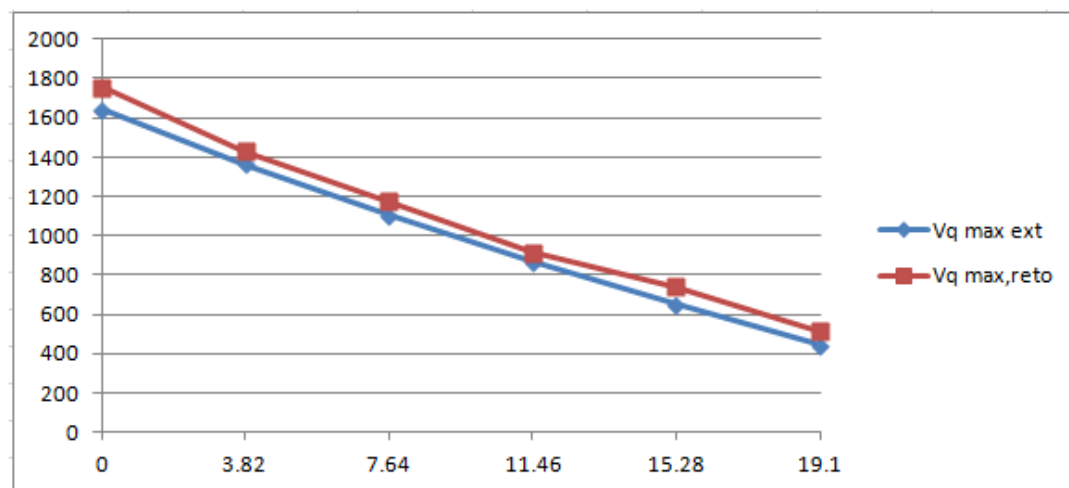


Figura 68 - Comparação cortante máximo – viga externa

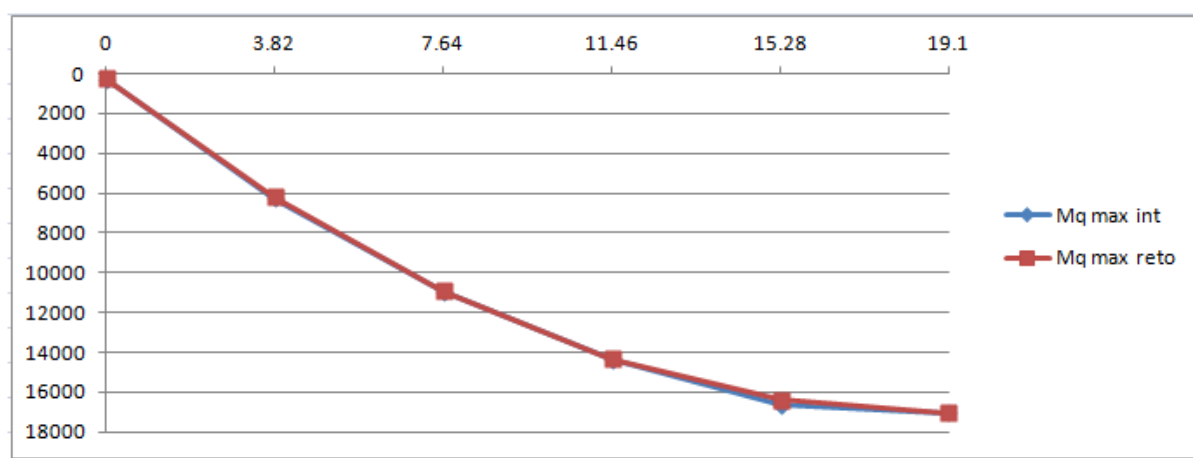


Figura 69 - Comparação momento máximo – viga interna

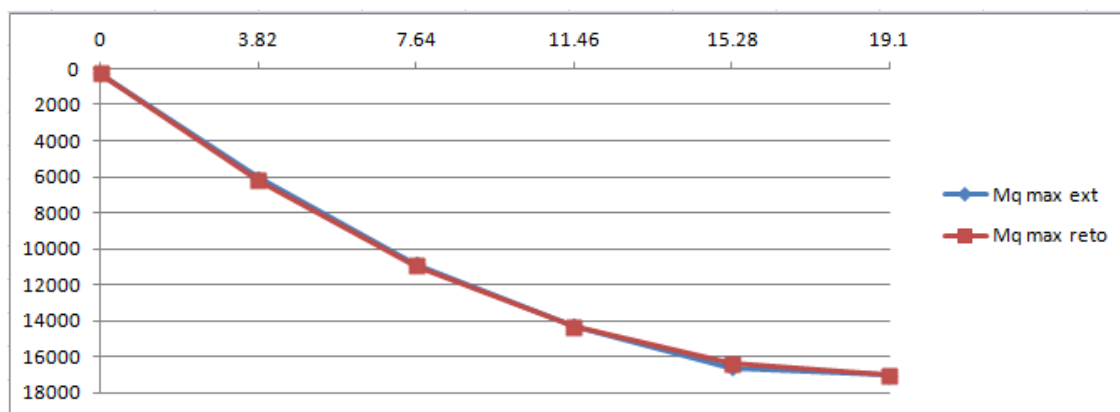


Figura 70 - Comparação momento máximo – viga externa

Analisando os gráficos acima, observa-se que os resultados do modelo curvo e da viga interna são bastante próximos para o momento fletor, devido ao elevado raio da ferrovia (900 metros).

No entanto, os valores do esforço cortante foram diferentes. Conforme esperado, os valores da viga interna foram superiores e os da viga externa foram inferiores ao do modelo reto tradicional. Isso acontece devido à excentricidade da carga móvel, ou seja, devido à geometria da curva, o trilho encontra-se mais próximo da viga interna. Por conta disso, uma maior parte da carga foi absorvida por esta viga.

Além disso, pode-se ressaltar que o esforço de torção gerado pela força centrífuga é absorvido pela transversina, o que não está no escopo deste trabalho.

8. Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros

Considerando que já foram desenvolvidas, em âmbito mundial, novas treliças com capacidade de 1600 kN, este trabalho analisou três alternativas para o projeto de uma viga pré-moldada de ponte ferroviária de 40 metros de vão, respeitando esta maior capacidade das treliças lançadeiras.

As três alternativas analisadas neste trabalho foram: 1) Relação altura/vão 1/12; 2) Relação altura/vão 1/11; 3) Relação altura/vão 1/11 considerando o trilho curvo. É importante ressaltar que todas as alternativas estão dentro dos limites e requisitos de segurança das normas brasileiras.

Na primeira alternativa, foi analisada uma viga com 2,93 metros de altura e 1519 kN de peso. A seção 6, localizada no meio do vão, apresentou tensão elevada de compressão (23,3 MPa), um valor pouco superior ao máximo recomendado por norma, que é de 22,9 MPa,

conforme mostrado no item 5.9. Como a resistência aumenta com a idade do concreto, o resultado foi considerado aceitável. Pode-se também utilizar um cimento CP5 ARI – alta resistência inicial – que consegue atingir altas resistências já nos primeiros dias de aplicação.

Para tentar reduzir essa tensão de compressão, foi desenvolvida outra alternativa à geometria da viga. A altura foi aumentada de modo que seu peso ficasse o mais próximo possível do limite da estrutura lançadeira (1600 kN) e chegou-se a uma relação altura/vão 1/11. Foi utilizada, portanto, uma viga com altura de 3,22 metros e 1627 kN de peso, valor que, embora seja levemente superior ao limite da treliça lançadora, foi considerado aceitável. Esta alternativa, devido a sua maior altura, apresentou tensões de compressão menores, sendo o valor máximo, de 21,0 MPa, inferior ao limite pré-estabelecido.

Utilizando-se a geometria desta última alternativa, foi analisada uma situação em que a ponte esteja em um trecho curvo da estrada de ferro. Como o raio utilizado foi de 900 metros, da Ferrovia do Aço, que é bastante elevado, os esforços apresentaram pouca variação.

Enquanto o momento fletor obteve variações da ordem de 1% ao longo da ponte, o esforço cortante apresentou variações superiores. Como a viga interna encontra-se mais próxima da estrada de ferro, ela apresentou um esforço cortante 9% maior do que o do modelo reto. A viga externa, no entanto, apresentou esforço cortante 7% menor que o modelo reto tradicional.

O esforço de torção gerado pela força centrífuga foi absorvido pela transversina. Mesmo com essa diferença entre os esforços, não seria economicamente vantajoso fazer um dimensionamento diferente para a viga externa, caso seja mantido raios desta magnitude.

Para que esse tipo de projeto seja realizado, é fundamental que haja um completo controle da resistência do concreto e do correto posicionamento da armadura ativa. Todo processo construtivo deve passar por um controle de qualidade eficiente para evitar qualquer disparidade entre o projeto e a obra.

Embora seja um fator importante para o projeto de vigas dessa esbelteza, a verificação à flambagem lateral, bem como de suas deformações (flechas e rotações), não foram considerados neste projeto de graduação.

Mesmo não tendo sido realizado nenhum estudo específico, é facilmente perceptível que uma obra ferroviária com a adoção da solução aqui apresentada, com vãos de 40 metros, é bem mais econômica do que uma obra convencional com vãos da ordem de 30 metros.

Como sugestão para trabalhos futuros, podemos sugerir o estudo dos seguintes temas:

- a) Verificação da flambagem lateral de vigas pré-moldadas com vãos da ordem de 40 metros;
- b) Verificação das deformações das vigas estudadas neste trabalho;

- c) Estudo do aumento de vãos em pontes rodoviárias com vigas pré-moldadas;
- d) Comparação de custos entre pontes ferroviárias existentes com vãos em torno de 30 metros ou construídas por outros métodos construtivos e a solução aqui desenvolvida com relação altura/vão 1/11;
- e) Comparação da situação mundial atual com relação à capacidade das treliças de lançamento de vigas pré-moldadas para pontes ferroviárias.

Bibliografia

- [1] **Autodesk**, *AutoCAD* 2009;
- [2] **BARREIRA, B.Z.**, Estudo de viabilidade de uma viga pré-moldada de ponte ferroviária de 36m de vão com três relações altura/vão diferentes– UFRJ – Escola Politécnica, Rio de Janeiro, Brasil, 2011;
- [3] **CAVALCANTI, F.C.U., PANZA, M.A.D.S.**, *Vigas Pré-Moldadas de Pontes Ferroviárias*, Revista Estrutura, Ano 21 – Número 93 – Editora Estrutura Ltda , 1983
- [4] **Computers and Structures, Inc**, *SAP2000 Advanced 14.2.0*, California, USA, 2009;
- [5] **DIAZ, B. ERNANI**, *Concreto Protendido 1 – Planilhas de Dimensionamento*
- [6] **ROARK, J.R.**, *Mechanics of Materials*, 4th Edition, McGraw-Hill Kogakusha, Ltd., 1965;
- [7] **TIMOSHENKO, S.**, *Resistência dos Materiais*, 2ª Edição, LTC – Livros Técnicos e Científicos S.A, Rio de Janeiro, Brasil, 1985;

Normas Técnicas:

- [8] ABNT NBR 6118:2003 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado;
- [9] ABNT NBR 7187:2003 – Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido;
- [10] ABNT NBR 7189:1985– Cargas Móveis para Projeto Estrutural de Obras Ferroviárias;
- [11] ABNT NBR 7480:1996 – Barras e Fios de Aço Destinados a Armaduras para Concreto Armado;
- [12] ABNT NBR 7483:2004 – Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido;
- [13] ABNT NBR 8681:2003 – Ações e Segurança nas Estruturas.